



# VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ V BRNĚ

BRNO UNIVERSITY OF TECHNOLOGY

## FAKULTA STAVEBNÍ

FACULTY OF CIVIL ENGINEERING

## ÚSTAV BETONOVÝCH A ZDĚNÝCH KONSTRUKCÍ

INSTITUTE OF CONCRETE AND MASONRY STRUCTURES

## KOMOROVÝ MOST PŘES RYCHLOSTNÍ KOMUNIKACI

BRIDGE FORMED BY CELL BOX GIRDER ACROSS THE EXPRESSWAY

### DIPLOMOVÁ PRÁCE

DIPLOMA THESIS

### AUTOR PRÁCE

AUTHOR

Bc. Vojtěch Klein

### VEDOUCÍ PRÁCE

SUPERVISOR

Ing. RADIM NEČAS, Ph.D.

BRNO 2017



# VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ V BRNĚ FAKULTA STAVEBNÍ

STUDIJNÍ PROGRAM	N3607 Stavební inženýrství
TYP STUDIJNÍHO PROGRAMU	Navazující magisterský studijní program s prezenční formou studia
STUDIJNÍ OBOR	3607T009 Konstrukce a dopravní stavby
PRACOVISŤE	Ústav betonových a zděných konstrukcí

## ZADÁNÍ DIPLOMOVÉ PRÁCE

DIPLOMANT	Bc. Vojtěch Klein
NÁZEV	Komorový most přes rychlostní komunikaci
VEDOUCÍ DIPLOMOVÉ PRÁCE	Ing. Radim Nečas, Ph.D.
DATUM ZADÁNÍ	31. 3. 2016
DATUM ODEVZDÁNÍ	13. 1. 2017

V Brně dne 31. 3. 2016

.....  
prof. RNDr. Ing. Petr Štěpánek, CSc.

Vedoucí ústavu

.....  
prof. Ing. Rostislav Drochytka, CSc., MBA

Děkan Fakulty stavební VUT

## PODKLADY A LITERATURA

Podklady:

Situace, příčný a podélný řez, geotechnické poměry.

Základní normy:

ČSN 73 6201 Projektování mostních objektů.

ČSN 73 6214 Navrhování betonových mostních konstrukcí.

ČSN EN 1990 včetně změny A1: Zásady navrhování konstrukcí.

ČSN EN 1991-2: Zatížení mostů dopravou.

ČSN EN 1992-1-1: Navrhování betonových konstrukcí. Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby.

ČSN EN 1992-2: Betonové mosty - Navrhování a konstrukční zásady.

Literatura doporučená vedoucím diplomové práce.

## ZÁSADY PRO VYPRACOVÁNÍ (ZADÁNÍ, CÍLE PRÁCE, POŽADOVANÉ VÝSTUPY)

Pro zadaný problém navrhnete dvě až tři varianty řešení a zhodnotíte je.

Ve výběru varianty se zaměřte na spojitou mostní konstrukci např. komorového průřezu.

Podrobný návrh nosné konstrukce vybrané varianty mostu proveďte podle mezních stavů včetně zohlednění vlivu výstavby mostu na jeho návrh.

Ostatní úpravy provádějte podle pokynů vedoucího diplomové práce.

Požadované výstupy:

Textová část (obsahuje průvodní zprávu a ostatní náležitosti podle níže uvedených směrnic)

Přílohy textové části:

P1. Použité podklady a varianty řešení

P2. Výkresy (přehledné, podrobné a detaily v rozsahu určeném vedoucím diplomové práce)

P3. Stavební postup a vizualizace

P4. Statický výpočet (v rozsahu určeném vedoucím diplomové práce)

Prohlášení o shodě listinné a elektronické formy VŠKP (1x).

Popisný soubor závěrečné práce (1x).

Diplomová práce bude odevzdána v listinné a elektronické formě podle směrnic a 1x na CD.

## STRUKTURA BAKALÁŘSKÉ/DIPLOMOVÉ PRÁCE

VŠKP vypracujte a rozčleňte podle dále uvedené struktury:

1. Textová část VŠKP zpracovaná podle Směrnice rektora "Úprava, odevzdávání, zveřejňování a uchovávání vysokoškolských kvalifikačních prací" a Směrnice děkana "Úprava, odevzdávání, zveřejňování a uchovávání vysokoškolských kvalifikačních prací na FAST VUT" (povinná součást VŠKP).
2. Přílohy textové části VŠKP zpracované podle Směrnice rektora "Úprava, odevzdávání, zveřejňování a uchovávání vysokoškolských kvalifikačních prací" a Směrnice děkana "Úprava, odevzdávání, zveřejňování a uchovávání vysokoškolských kvalifikačních prací na FAST VUT" (nepovinná součást VŠKP v případě, že přílohy nejsou součástí textové části VŠKP, ale textovou část doplňují).

.....

Ing. Radim Nečas, Ph.D.

Vedoucí diplomové práce

## ABSTRAKT

Cílem této práce je návrh mostní konstrukce přes rychlostní komunikaci a železniční trať. Byly navrženy tři varianty řešení. K dalšímu rozpracování byla vybrána varianta převádějící směrově rozdělenou komunikaci dvěma shodnými mosty komorového průřezu. Součástí práce jsou přehledné a podrobné výkresy, znázornění postupu výstavby, vizualizace a statický výpočet. Návrh a posouzení byly provedeny dle aktuálně platných evropských norem.

## KLÍČOVÁ SLOVA

komorový most, předpjatý beton, časově závislá analýza, statický výpočet, výkresová dokumentace

## ABSTRACT

The aim of this thesis is to design a bridge over an expressway and a railway. There have been designed three alternatives. For detailed solving was chosen variant transferring directionally divided communication by two identical bridges, formed by a cell box girder. The thesis includes drawings, representation of the construction process, visualisations and a structural analysis. Designing and checks were carried out according to European standards.

## KEYWORDS

box girder bridge, prestressed concrete, time-dependent analysis, structural analysis, drawings

## BIBLIOGRAFICKÁ CITACE VŠKP

Bc. Vojtěch Klein *Komorový most přes rychlostní komunikaci*. Brno, 2017. 39 s., 234 s. příl.  
Diplomová práce. Vysoké učení technické v Brně, Fakulta stavební, Ústav betonových a  
zděných konstrukcí. Vedoucí práce Ing. Radim Nečas, Ph.D.

## PROHLÁŠENÍ

Prohlašuji, že jsem diplomovou práci zpracoval(a) samostatně a že jsem uvedl(a) všechny použité informační zdroje.

V Brně dne 8. 1. 2017

---

Bc. Vojtěch Klein  
autor práce

## PODĚKOVÁNÍ

Tímto bych chtěl poděkovat vedoucímu své diplomové práce panu  
ing. Radimu Nečasovi, Ph.D. za vstřícný přístup a odbornou pomoc při tvorbě této práce.

## Obsah

1	Úvod .....	9
2	Most a jeho umístění .....	9
2.1	Charakter převáděné komunikace .....	9
2.2	Charakter překážky .....	9
2.3	Geologické a hydrogeologické podmínky .....	9
3	Navrhované varianty .....	10
3.1	Varianta A .....	10
3.2	Varianta B .....	11
3.3	Varianta C .....	12
4	Technické řešení .....	13
4.1	Zemní práce .....	13
4.2	Založení .....	13
4.3	Spodní stavba .....	13
4.3.1	Opěry .....	13
4.3.2	Mezilehlé podpěry .....	13
4.4	Nosná konstrukce .....	14
4.4.1	Výpočet v podélném směru .....	14
4.4.2	Výpočet v příčném směru .....	25
4.5	Ložiska .....	33
4.6	Římsy .....	33
4.7	Vozovka .....	33
4.8	Odvodnění .....	34
4.9	Záchytná zařízení .....	34
5	Postup a technologie výstavby .....	34
6	Závěr .....	35
7	Seznam použitých zdrojů .....	36
8	Seznam použitých zkratk a symbolů .....	37
9	Seznam příloh .....	39
9.1	P1. použité podklady a varianty řešení .....	39
9.2	P2. Výkresy .....	39
9.3	P3. Stavení postup a vizualizace .....	39
9.4	P4. Statický výpočet .....	39



## 1 Úvod

Cílem této diplomové práce je navrhnout a posoudit nosnou konstrukci mostu odpovídající požadavkům zadání, tzn. průběhu nivelety, osám uložení na krajních opěrách a příčnému uspořádání převáděné komunikace. Byly navrženy tři varianty řešení. Z navržených variant byla pro další posouzení vybrána jako nejvhodnější varianta převádějící směrově rozdělenou komunikaci přes překážku dvěma shodnými mosty komorového průřezu, z nichž každý převádí jeden jízdní směr. Návrh a posouzení byly provedeny dle aktuálně platných evropských norem.

## 2 Most a jeho umístění

### 2.1 Charakter převáděné komunikace

Most převádí rychlostní komunikaci kategorie R24,5. Příčné uspořádání na mostě je tvořeno převáděnou komunikací doplněnou na vnějších stranách o nouzové chodníky. Trasa komunikace je směrově i výškově v přímé. Podélný sklon je 2,63%, klesající ve směru staničení. Příčný sklon jízdních pásů je střechovitý (každý jízdní pás na jednu stranu, směrem od osy komunikace) v hodnotě 2,5%. Horní povrchy říms a nouzových chodníků jsou navrženy v příčném sklonu 4% směrem do vozovky.

Šířkové uspořádání na jednom mostu:

Monolitická římsa	1,50m
Zpevněná krajnice	3,00m
Vodící proužek	0,25m
Jízdní pruh	3,50m
Jízdní pruh	3,50m
Vodící proužek	0,50m
Bezpečnostní mezera	0,50m
Monolitická římsa	0,90m

### 2.2 Charakter překážky

Konstrukční prostor pro most je definován zadanou niveletou převáděné komunikace, osami krajních opěr a průjezdnými profily nadcházené rychlostní komunikace a železnice.

### 2.3 Geologické a hydrogeologické podmínky

Součástí zadání jsou geologické vrty ukazující, že pokryv je v místě stavby tvořen převážně vrstvami jílu v mocnosti 7 až 18 m. Hladina podzemní vody byla zastižena v hloubkách 1 až 4 m pod úrovní terénu. Předpokládá se, že podloží je tvořeno málo zvětralými skalními horninami.

Založení mostu bude řešeno jako hlubinné na vrtaných pilotách zasahujících až na únosné skalní podloží.

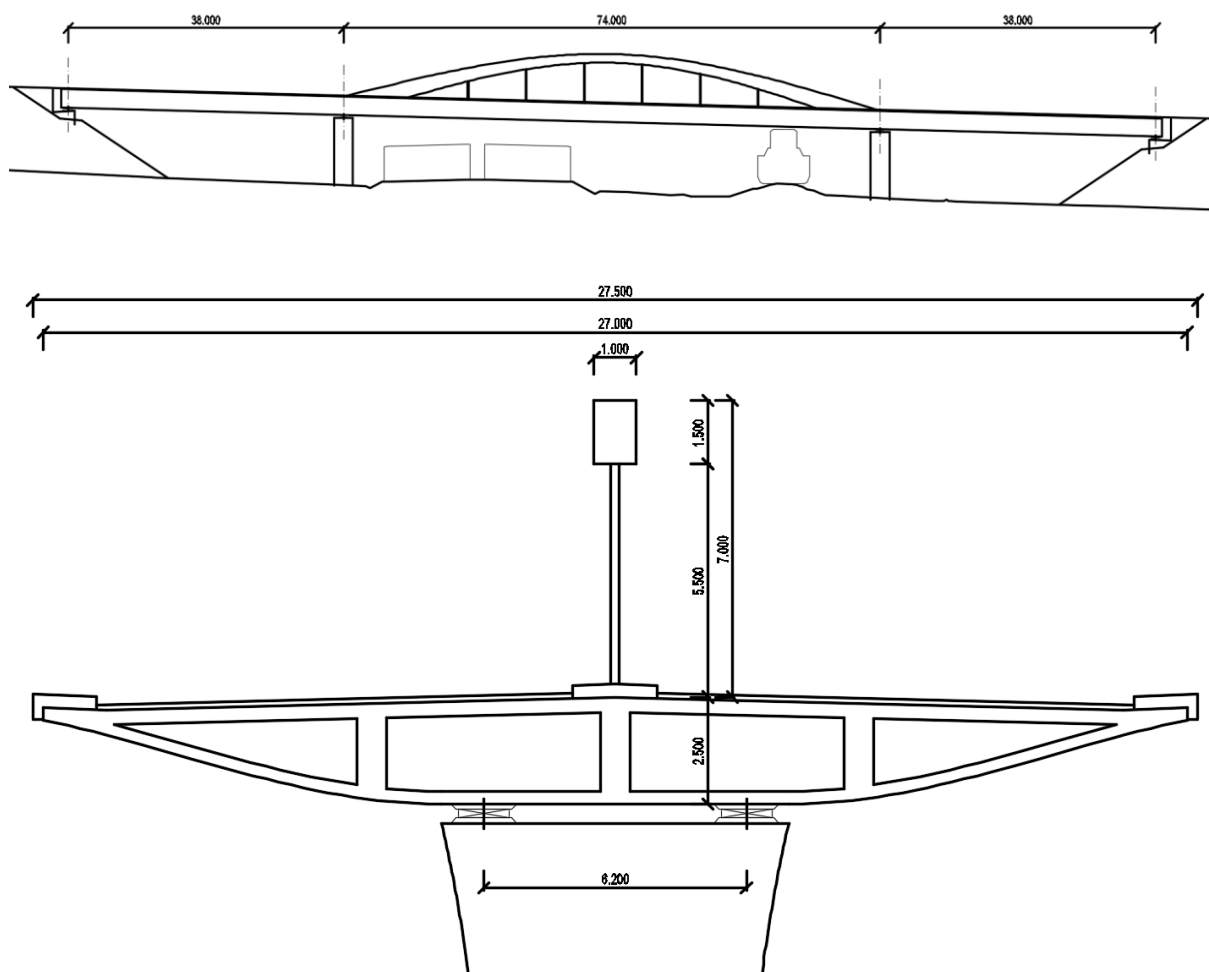
### 3 Navrhované varianty

#### 3.1 Varianta A

V této variantě je konstrukce mostu řešena jako společná pro oba jízdní směry. Komunikace je vedena na konstrukci čtyřkomorového průřezu se zkosenými vnějšími stěnami, bez konzol, o třech polích. Krajní pole mají rozpětí 38 m a střední pole 74 m. Komorový nosník má po délce konstantní výšku 2,5m. Ve středním poli je komorový nosník ztužen betonovým obloukem o vzepětí 7 m situovaným v ose mostu.

Obloukové konstrukce jsou z estetického hlediska považovány za poměrně elegantní a navržený most dobře zapadá do relativně plochého zadaného terénu.

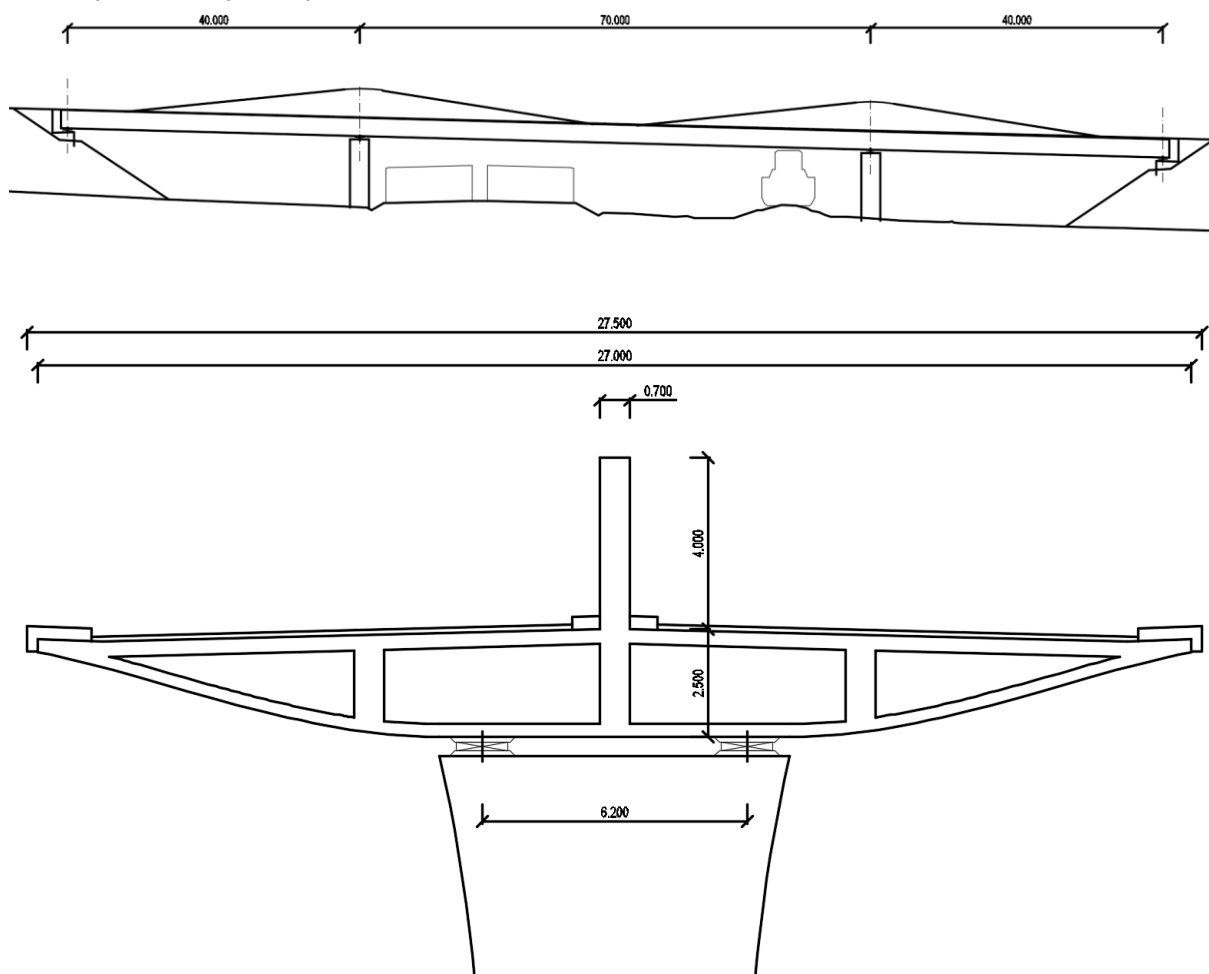
Jako nevýhoda této varianty se jeví konstrukční náročnost obloukové konstrukce a vícekomorového nosníku, které by se promítly do vyšších nákladů na výstavbu i provoz.



### 3.2 Varianta B

Varianta B navrhuje překonání zadané překážky obdobným komorovým nosníkem, společným pro oba jízdní směry, jako varianta A. Počet a délka polí jsou upraveny na 2\*40 m + 1\*70 m. Komorový nosník je po délce ztužen smykovou stěnou o maximální výšce 4 m v oblasti vnitřních podpěr.

Nevýhodou navrženého řešení je, že smykové stěny spolu s komorovým nosníkem vytváří neprůhlednou betonovou bariéru značné výšky, která by v okolní krajině působila velmi hmotným a rušivým dojmem.

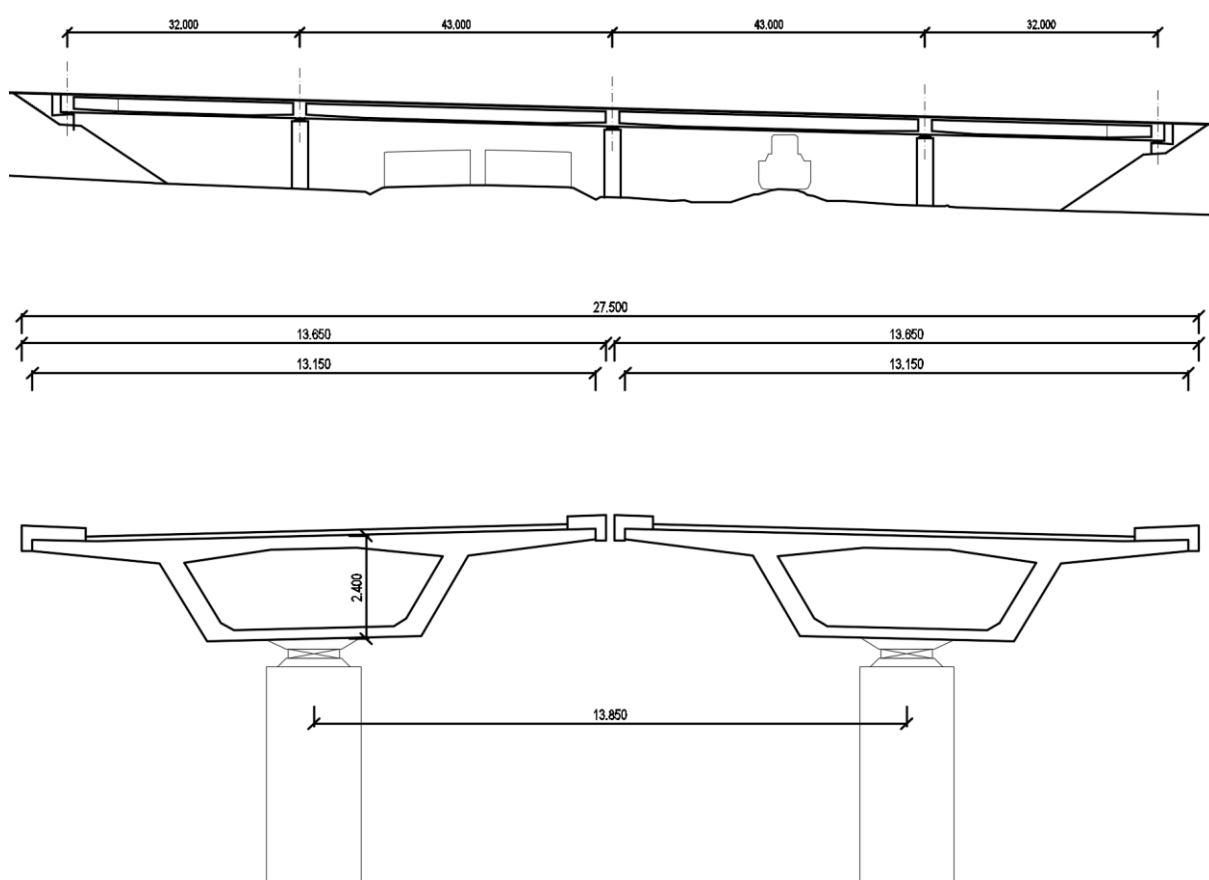


### 3.3 Varianta C

Tato varianta představuje návrh odděleného vedení jízdních směrů převáděné komunikace na dvou mostech komorového průřezu. Navržená konstrukce je tvořena komorovým nosníkem s konzolami a šikmými bočními stěnami. Komorový nosník má konstantní výšku 2,4m a zadanou překážku překonává čtyřmi poli o rozpětí 2\*32 m a 2\*43 m. Předpokládá se osově uložení nosníku na mezilehlých podpěrách a přenos účinků kroucení do krajních opěr.

Tato varianta se jeví konstrukčně jednodušší než varianta A, zároveň nevytváří natolik masivní vizuální bariéru jako varianta B. Díky osovému uložení na mezilehlých podpěrách je také eliminován nepříznivý efekt tzv. „lesa stojek“, který může vznikat u širokých mostů uložených na větším počtu pilířů v příčném směru.

Z výše uvedených důvodů byla tato konstrukce vyhodnocena jako nejvhodnější a použita k podrobnějšímu rozpracování.



## 4 Technické řešení

### 4.1 Zemní práce

Jako první bude provedeno sejmutí ornice v tloušťce 0,3m. Vytěžená ornice bude umístěna na skládce a použita pro následnou rekultivaci.

Stěny výkopů budou zajištěny svahováním, u základů pro podpěry 2 budou stěny výkopů přiléhající k nadcházející rychlostní komunikaci zajištěny pomocí štětovic.

Zásypy opěr budou provedeny z nenamrzavé zeminy a budou řádně zhutněny.

### 4.2 Založení

Založení je řešeno jako hlubinné na železobetonových vrtaných pilotách o průměru 1,2m z betonu C30/37 XC2.

Založení krajních opěr je navrženo na dvou řadách pilot v osové vzdálenosti 1,8m, vzájemná osová vzdálenost pilot v řadách je 3m. Pod každou opěrou je navrženo 17 pilot.

Založení mezilehlých podpěr je navrženo vždy na 9 pilotách v rastru 3 x 3 v osových vzdálenostech 2,5m. Piloty jsou spojeny železobetonovým základem o půdorysných rozměrech 7m x 7m a tloušťce 2m.

### 4.3 Spodní stavba

#### 4.3.1 Opěry

Opěry jsou navrženy z železobetonu C30/37 XF2 v šířce 3,8m a zasahující minimálně 1,2m pod úroveň upraveného terénu. Příčný sklon úložného prahu je navržen v hodnotě 4% směrem k závěrné zídce, do odvodňovacího žlabu. Závěrná zídka je z betonu C30/37 XF2, její tloušťka je navržena 0,8m a výška 2,85m na opěře 1 a 2,74m na opěře 2.

Mostní křídla jsou navržena jako rovnoběžná v tloušťce 1m z betonu C25/30 XF2. Křídla jsou spojena s opěrami.

U obou opěr jsou navrženy přechodové desky z betonu C30/37XF2 o délce 6m a tloušťce 0,3m. Desky jsou uloženy na závěrné zídce prostřednictvím vrubových kloubů.

#### 4.3.2 Mezilehlé podpěry

Mezilehlé podpěry jsou navrženy jako kruhové z železobetonu C30/37 XC3 o průměru 2,2m a výšce cca. 11m.

#### 4.4 Nosná konstrukce

Nosná konstrukce je tvořena dvěma totožným nosníky komorového průřezu o konstantní výšce 2,4m po celé délce mostu. Celková šířka nosníků je, s ohledem na příčné uspořádání převáděné komunikace, navržena jako 13,15m. Světla šířka spodní desky komorového nosníku je 5 m.

Návrh a výpočet nosné konstrukce byl hlavním cílem této práce a bude mu zde tedy věnován největší prostor.

Jednotlivé dílčí výpočty a výsledky jsou obsahem přílohy „P4 Statický výpočet“.

Pro lepší přehlednost obrázků je zpravidla zobrazena pouze jedna symetrická polovina mostu od krajní opěry po podpěru 2 (podélný sklon mostu byl při výpočtu zanedbán).

##### 4.4.1 Výpočet v podélném směru

###### 4.4.1.1 Výpočetní modely

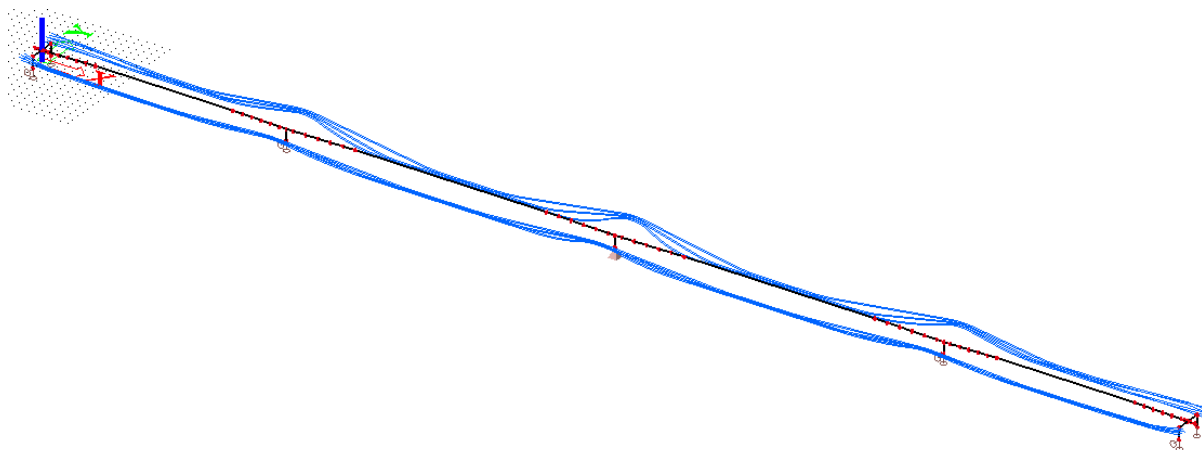
Pro výpočet v podélném směru byly vytvořeny dva výpočetní modely v programu SCIA Engineer 16.0.

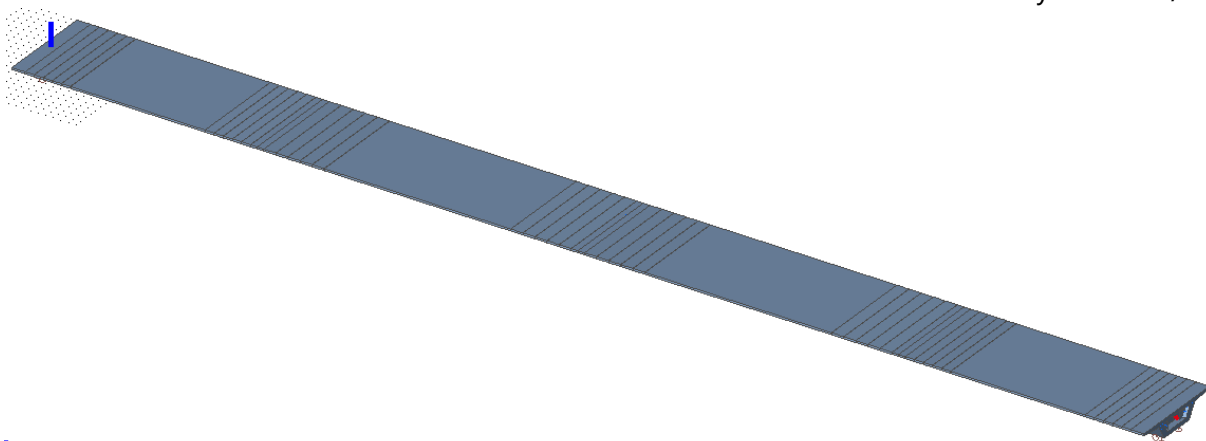
První výpočetní model je vytvořen z prutových prvků v 3 D prostoru a simuluje chování konstrukce včetně předpětí a přenosu kroutících účinků do krajních opěr.

Náběhy na spodní desce a bočních stěnách jsou modelovány rozdělením příslušných oblastí na pět částí, z nichž pro každou je použit příčný řez v polovině její délky.

Předpětí je namodelováno jednotlivými dodatečně předpínanými kabely jejichž průběh odpovídá navrženému uspořádání v podélném i příčném směru.

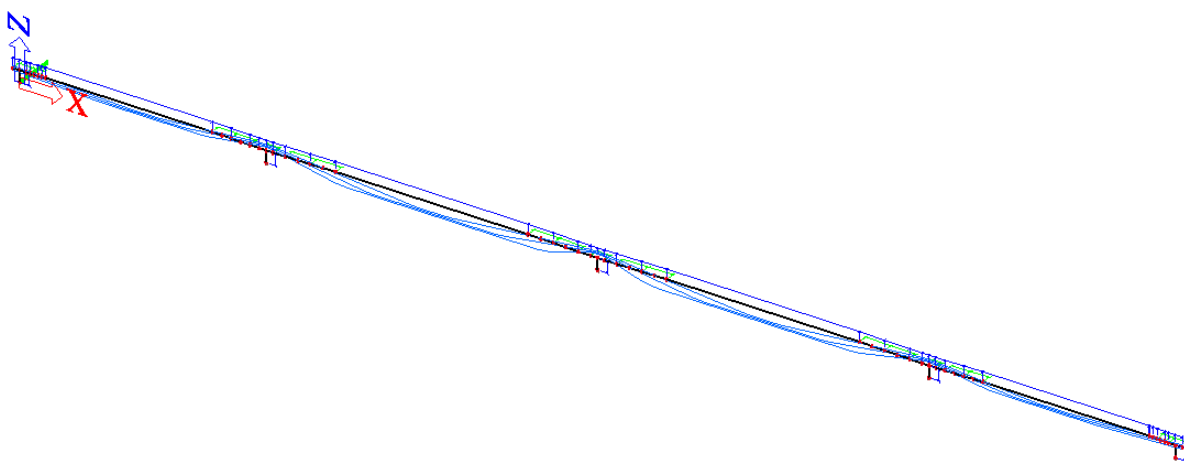
Uložení konstrukce na ložiska je zohledněno uzlovými podporami umožňujícími rotace a bránícími posunům pouze ve zvolených směrech. Přenos zatížení z prutových uzlů, které leží v těžišti průřezu, do podpor, situovaných při spodním líci konstrukce, je realizován prutovými prvky o průřezu 1 m x 1 m z materiálu vycházejícího z hodnot pro ocel, kterému byl manuálně zvýšen modul pružnosti na desetinásobek a objemová hmotnost snížena na nulu.





2

Druhý výpočetní model je rovněž prutový, s totožnými příčnými řezy, jako předchozí. Vzhledem ke svému účelu, kterým je stanovení účinků reologického chování betonu na konstrukci pomocí TDA, je vytvořen ve 2 D prostoru. S ohledem na omezení daná dvourozměrným prostorem nezohledňuje tento model účinky kroucení, uložení na opěrách je tvořeno pouze jednou podporou a předpětí je modelováno třemi kabely v ose mostu, které reprezentují jednotlivé vrstvy navržených předpínacích kabelů.



#### 4.4.1.2 Uvažovaná zatížení

Ve výpočetním modelu pro TDA byla použita pouze stálá zatížení, tedy vlastní tíha, ostatní stálé zatížení a předpětí.

V 3 D výpočetním modelu bylo počítáno s účinky od vlastní tíhy, ostatního stálého zatížení, předpětí, užitého zatížení dopravou, zatížení nerovnoměrnou změnou teploty po výšce průřezu a vlivy dotvarování a smršťování betonu, které byly stanoveny na 2 D modelu pomocí TDA.

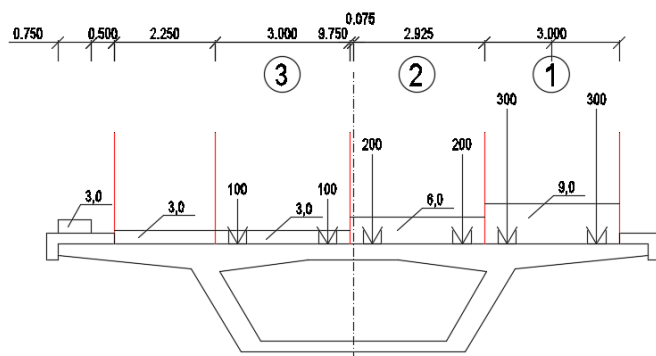
Zatížení od vlastní tíhy je automaticky generováno použitým výpočetním softwarem na základě plochy zadaných příčných řezů a objemové hmotnosti betonu  $25\text{kN/m}^3$ .

Zatížení ostatním stálým zatížením bylo ručně spočteno na základě navržené tloušťky vozovky, velikosti říms a záchytných systémů. Do modelu bylo zaneseno jako kombinace spojitěho svislého zatížení a spojitěho kroucího momentu.

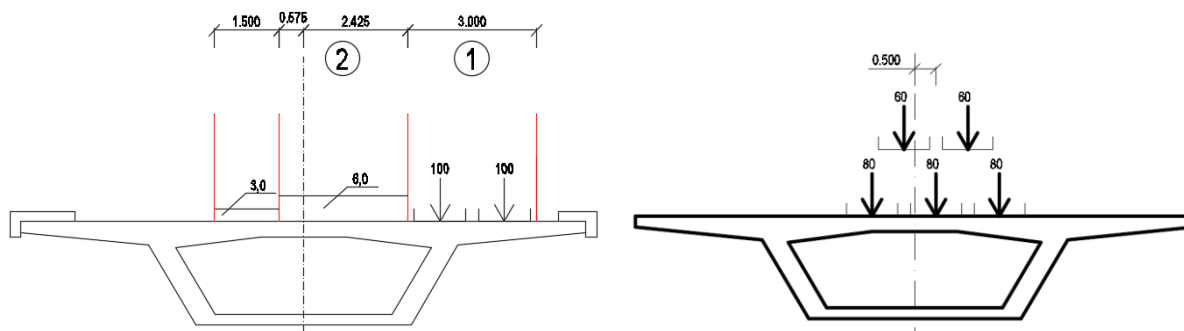
Užitné zatížení dopravou bylo stanoveno dle ČSN EN 1991-2, byly použity modely zatížení LM1 a LM3 (konkrétně zvláštní vozidla 1800/200 a 3000/240). Plošné složky užitého zatížení (UDL) byly modelovány spojitým svislým zatížením a spojitým kroucím momentem.

Nápravné síly byly modelovány pomocí modulu „pohyblivá zatížení“ jako síly na excentricitě.

LM1

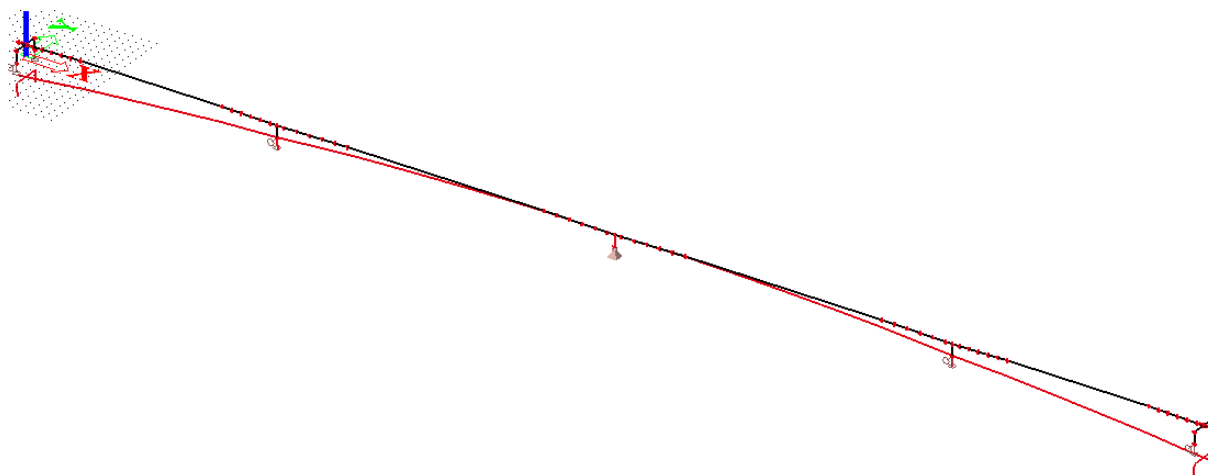


LM3



Zatížení nerovnoměrnou změnou teploty po výšce bylo uvažováno zjednodušeně, jako lineární. Ve výpočtu byly zohledněny dva případy – ohřátí horního povrchu o 6,2 °C a ohřátí spodního povrchu o 5°C.

Vlivy reologického chování betonu byly do 3 D modelu zaneseny jako nerovnoměrný pokles podpor vyvozující takové namáhání konstrukce, jako bylo stanoveno časově závislou analýzou na 2 D modelu.



#### 4.4.1.3 Návrh předpětí

Ve výpočtu se předpokládá použití předpínacího systému VSL 0,6'', předpínací lana Y1860 S7 15,2.

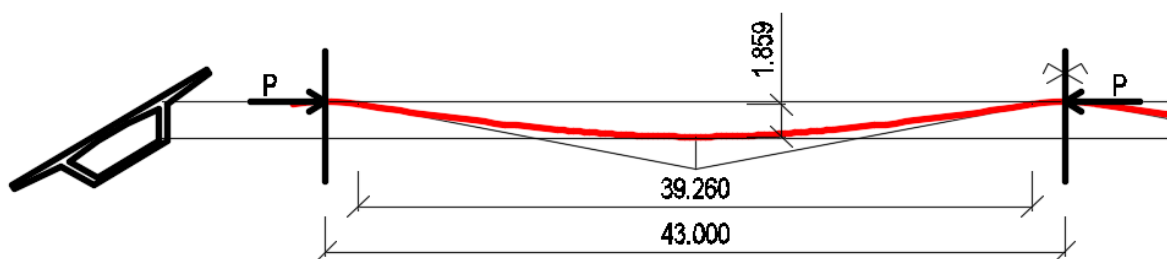
Předpětí bylo navrhováno metodou vyrovnání účinků stálých zatížení. Jako cílový stav bylo zvoleno vyrovnání přibližně 80 % až 90 % ohybových momentů od vlastní tíhy a ostatního stálého zatížení na konci životnosti mostu.



K prvotnímu návrhu bylo podélné uspořádání předpínací výztuže navrženo prostřednictvím jednoho průměrného kabelu s parabolickou dráhou a jemu odpovídajícího ekvivalentního zatížení.

Při návrhu byly předpokládány dlouhodobé ztráty předpětí 10 % a krátkodobé 10 % pro obě krajní pole a 20 % pro obě střední pole.

Do dvou středních polí mostu byly vloženy paraboly s maximálními možnými parametry rozpětí a vzepětí. Pro tyto paraboly bylo předpokládáno spojitě ekvivalentní zatížení  $p_1 = 1 \text{ kN/m}$ . Z předpokládané velikosti ekvivalentního zatížení, známých geometrických parametrů a odhadnuté velikosti ztrát byla dopočtena odpovídající hodnota maximální kotevní síly  $P_{\max,1} = 144 \text{ kN}$ . Svislá složka radiálních sil je  $p_{z,1} = 0,86 \text{ kN/m}$ .



Velikost stálého zatížení byla určena, jako  $286,42 \text{ kN/m}$

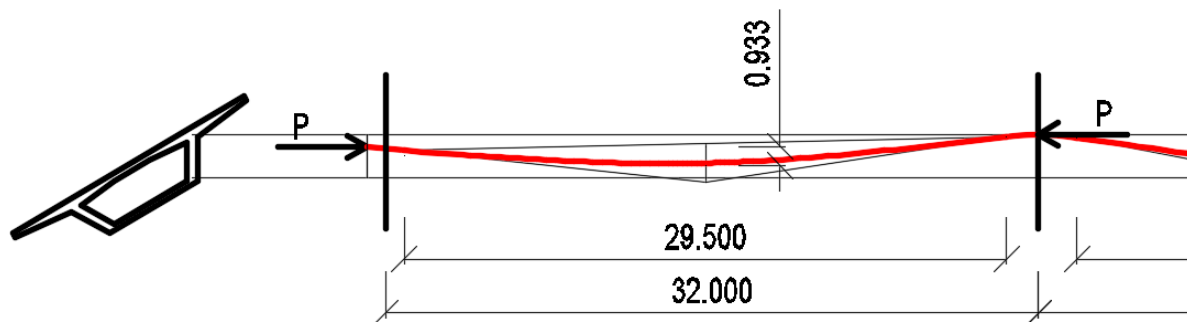
Byl určen koeficient poměru mezi ekvivalentním a stálým zatížením:

$$k = 0,85 \cdot g / p_{z,1} = 0,85 \cdot 286,42 / 0,860 = 283$$

A byla stanovena potřebná velikost předpínací síly:

$$P_{\max} = k \cdot P_{\max,1} = 283 \cdot 144 = 40752 \text{ kN}$$

Pro úplnost byly ještě dopočteny geometrické parametry parabol v krajních polích mostu potřebné pro dosažení stejné hodnoty radiálních sil  $p_{z,1} = 0,86 \text{ kN/m}$ .



Na spočtenou předpínací sílu byla navržena plocha předpínací výztuže:

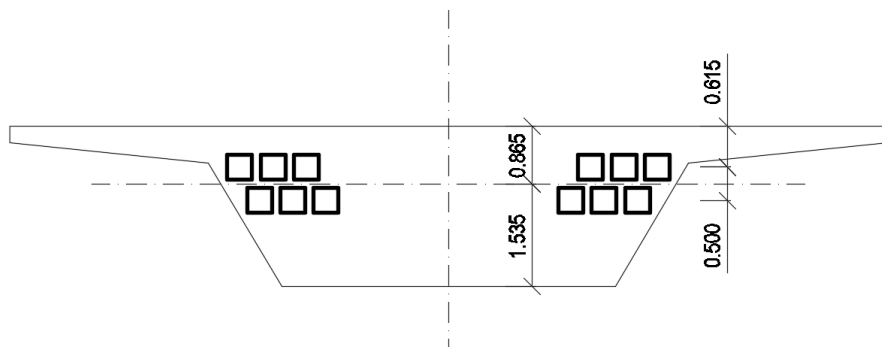
$$12 \text{ kabelů po 17 lanech} \dots n_p = 204 \text{ lan}$$

$$A_p = n_p \cdot A_{p,1} = 204 \cdot 140 = 28560 \text{ mm}^2$$

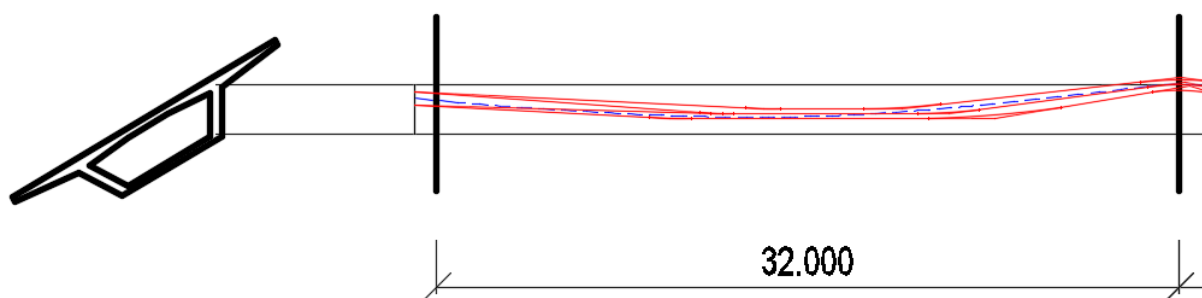
$$P_{\max} = 204 \cdot 140 \cdot 1476 = 42155 \text{ kN}$$

Pro další postup výpočtu byl průměrný parabolický kabel nahrazen 12 kabely ve 3 vrstvách s dráhami vytvořenými pomocí tečnového polygonu a vložených kružnicových oblouků.

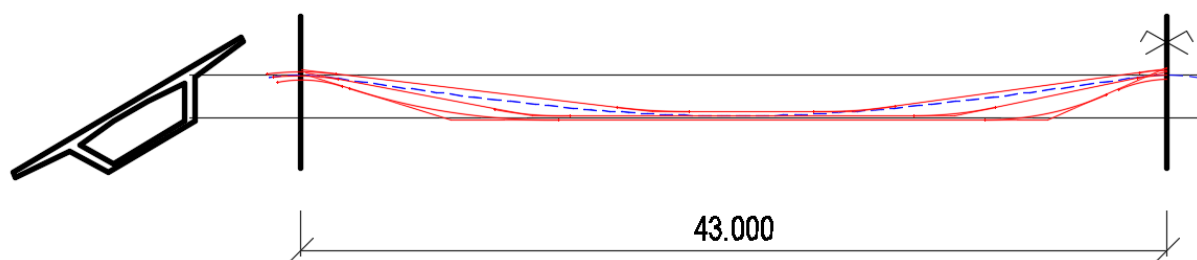
Kotvení kabelů v čele nosníku:



Uspořádání v krajním poli:



Uspořádání ve středním poli:



#### 4.4.1.4 Vliv postupu výstavby a reologických vlastností betonu

Uvedené vlivy a jejich účinky na chování navrhované konstrukce byly řešeny rovněž výpočetním programem SCIA Engineer 16.0, za využití modulu TDA.

Cílem časově závislé analýzy je zjištění účinků dotvarování a smršťování betonu na funkci konstrukce v průběhu její životnosti, především stanovení doplňkových ohybových momentů od dotvarování a určení dlouhodobých ztrát předpětí od smršťování a dotvarování betonu.

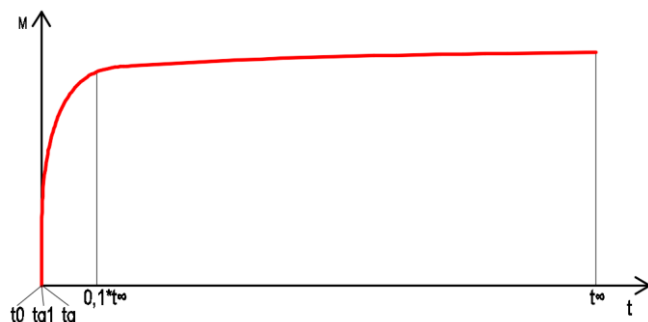
Vzhledem k délce nosné konstrukce 150 m a poměrně nízké výšce nad terénem byl, po konzultaci s vedoucím DP, zvolen postup výstavby jako betonáž na pevné skruži a předpínání na celou délku z obou konců.

Zadané fáze výpočtu:

- |  |                |
|--|----------------|
| 1. Vybetonování nosné konstrukce na pevné skruži | čas 0 dní      |
| 2. Vnesení předpětí a odstranění skruže          | čas 10 dní     |
| 3. Nanesení ostatního stálého zatížení           | čas 28 dní     |
| 4. Uvedení mostu do provozu                      | čas 60 dní     |
| 5. 10 let provozu                                | čas 3 650 dní  |
| 6. Most na konci své životnosti                  | čas 36 500 dní |

Na základě obdržení výsledků (napětí v jednotlivých vrstvách kabelů v jednotlivých časech) byla velikost dlouhodobých ztrát předpětí stanovena jako 3 % pro časový interval ( $t_q$ ;  $t_0$ ) a 10 % pro časový interval ( $t_{\infty}$ ;  $t_0$ ).

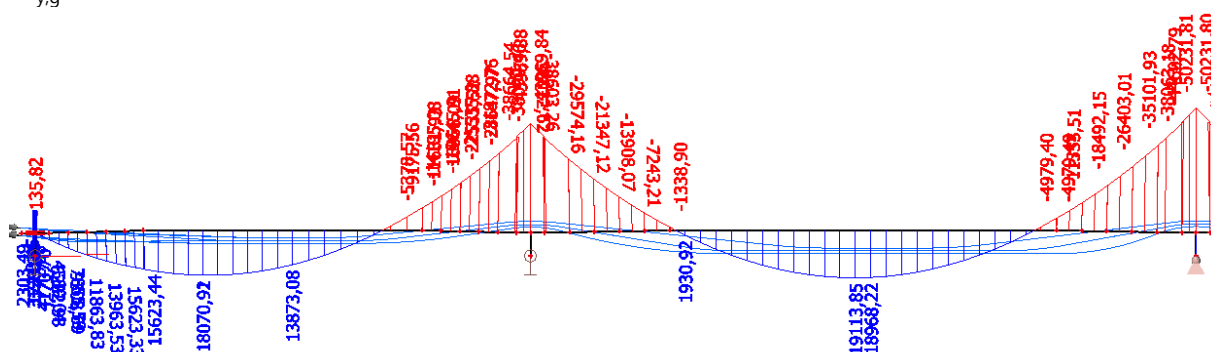
Druhým výstupem časově závislé analýzy je stanovení doplňkových ohybových momentů vznikajících mezi jednotlivými fázemi (viz. „P4 Statický výpočet“). Pro přibližné ověření realističnosti výsledků byl vynesena průběh momentu od dotvarování v čase:



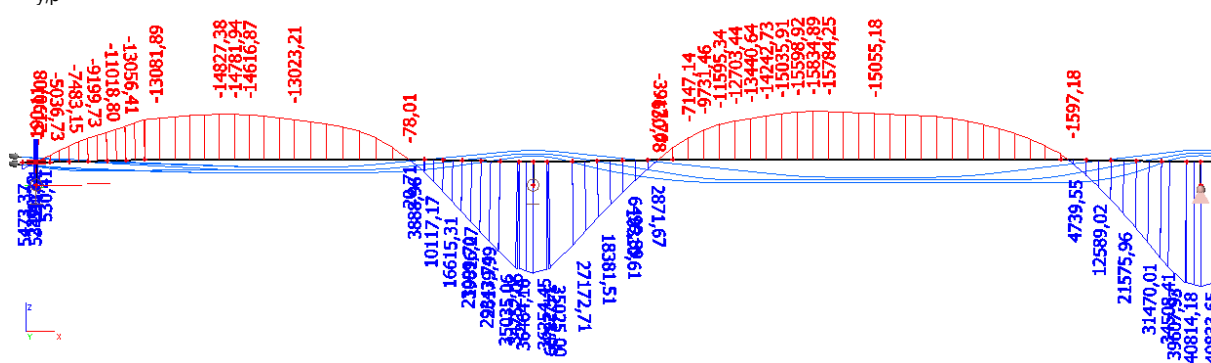
Z diagramu je zřejmé, že průběh doplňkového momentu tvarově odpovídá funkci dotvarování a lze tedy předpokládat, že dosažené výsledky jsou realistické.

Zjištěné doplňkové momenty byly přičteny k hodnotám od stálého zatížení a byla ověřena míra vyrovnání stálých účinků zatížení předpětím:

$M_{y,g}$



$M_{y,p}$



82 %

83 %

79 %

81 %

#### 4.4.1.5 Mezní stavy použitelnosti

##### 4.4.1.5.1 Omezení napětí ve výztuži

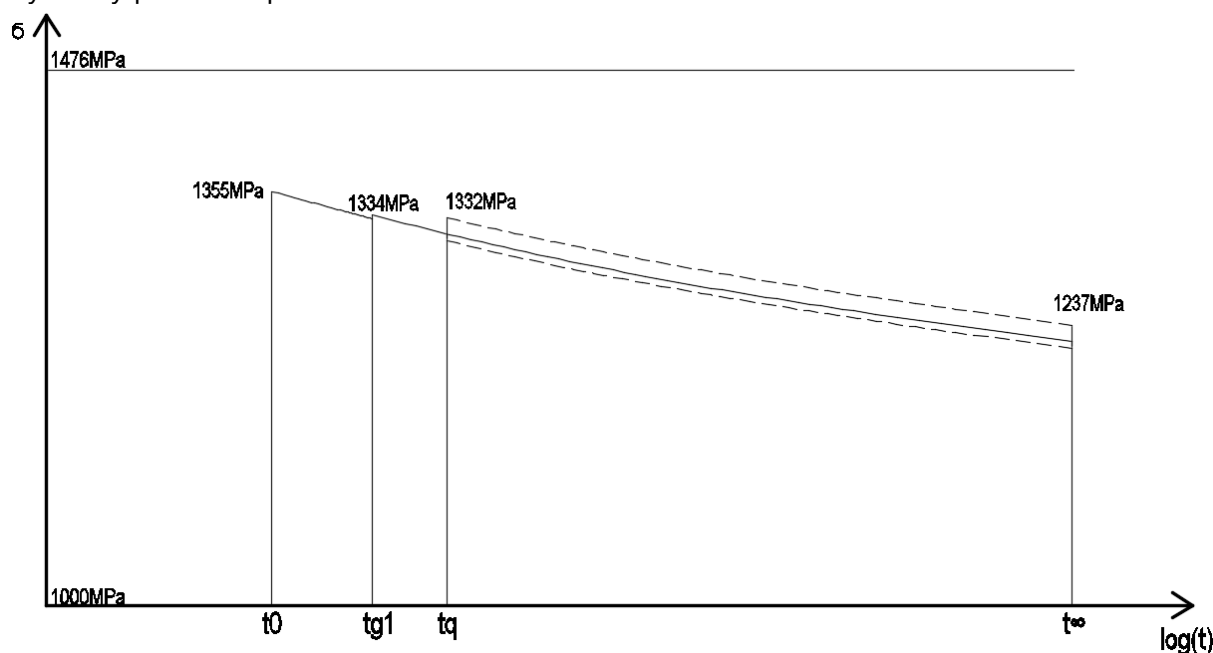
Napětí v předpínací výztuži bylo posouzeno v místě svého maxima tedy v místě dosahu ztráty pokluzem (14 m od krajní opěry). Bylo ověřováno splnění podmínky  $\sigma_{p,m,t} \leq \sigma_{p,max} = 1476 \text{ MPa}$

Použitý výpočetní software automaticky počítá ztráty předpětí vlivem tření po délce, pokluzem a krátkodobou relaxací. Získané výsledky byly tedy označeny  $P_{m,sl}$ ,  $\sigma_{p,sl}$  respektive  $M_{p,sl}$ .

Pro úplnost byly ručně dopočteny změny předpětí vlivem postupného napínání a pružného přetvoření betonu od ostatního stálého a nahodilého zatížení, které použitý software nestanovuje.

Dlouhodobé ztráty byly stanoveny v předchozí kapitole pro časy  $t_q$  a  $t_\infty$  mezi nimi byl průběh interpolován kubickým splajnem.

Výsledný průběh napětí v čase v kontrolovaném řezu:



Z uvedeného grafu je zjevné, že napětí v předpínací výztuži nepřekročí mezní hodnotu 1476 MPa a požadované kritérium je tedy splněno.

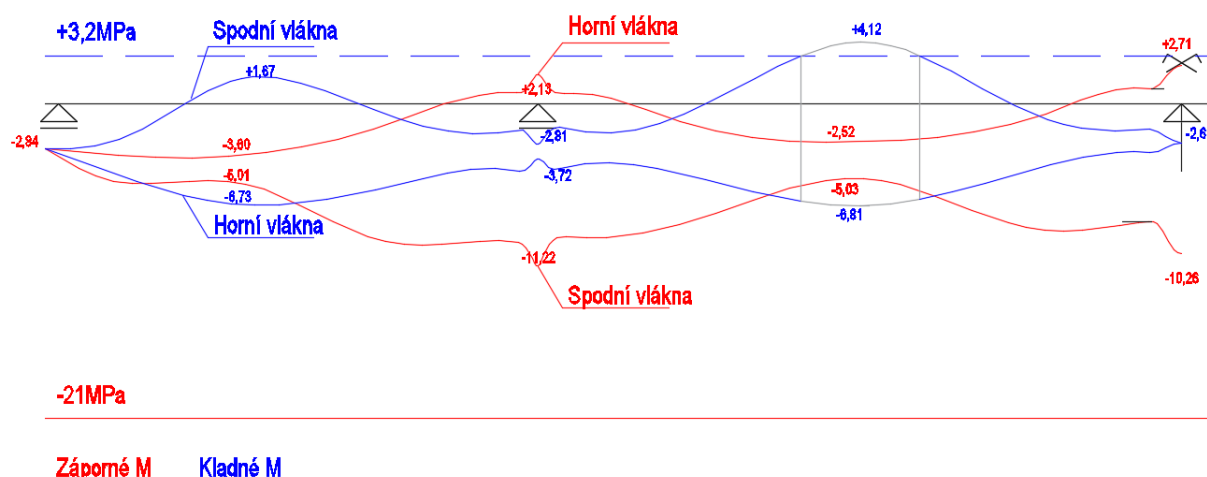
#### 4.4.1.5.2 Omezení napětí v betonu

Byla posuzována kritéria zamezení vzniku podélných trhlin v betonu ( $\sigma_c \geq -0,6 \cdot f_{ck}$ ) při charakteristické kombinaci zatížení a dosažení lineárního dotvarování ( $\sigma_c \geq -0,45 \cdot f_{ck}$ ) při kvazistálé kombinaci zatížení. Posouzení bylo prováděno pro časy vnesení předpětí do konstrukce, uvedení do provozu a konce životnosti.

Napětí na okrajích betonového průřezu byla počítána dle teorie lineární pružnosti ( $\sigma_c = N/A + M_y/I_y \cdot z$ ) z hodnot normálové síly a ohybového momentu, získaných z výpočetního programu, a vynesena do diagramů, ukazujících průběh po délce mostu a splnění normou daných kritérií.

Ve středu pole 2 (u stření podpěry) byla pro charakteristickou kombinaci zatížení překročena střední pevnost betonu v tahu, což indikuje, že v daných místech při tomto zatížení vzniknou ohybové trhliny a dojde ke změně tuhosti a přerozdělení napětí, které by bylo vhodné stanovit přesnějším výpočtem.

Příklad posouzení kritéria zamezení vzniku podélných trhlin pro čas konce životnosti konstrukce  $t_\infty$  (schématické znázornění osy mostu vyjadřuje současně vodorovnou osu diagramu, kde  $\sigma_c = 0 \text{ MPa}$ ).

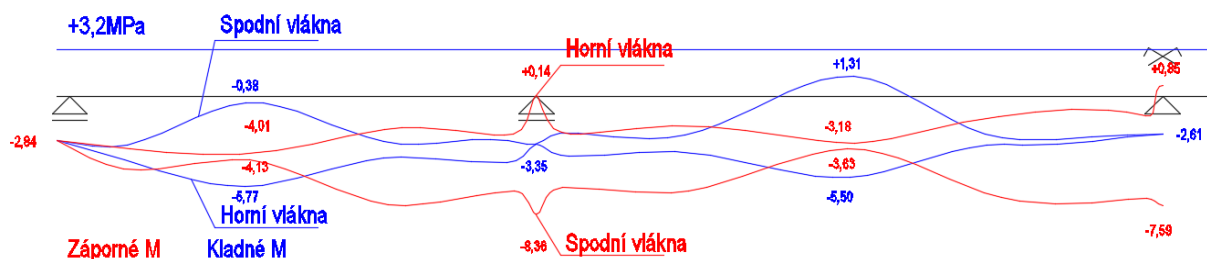


Ve všech posuzovaných časech bylo prokázáno splnění požadovaných kritérií.

#### 4.4.1.5.3 Omezení šířky trhlin

Posudek byl proveden obdobně, jako bylo popsáno v předchozím odstavci, pouze s jinou kombinací zatížení (častá) a kritériem pro posouzení ( $\sigma_c \leq f_{ctm}$ ).

Příklad posouzení pro čas konce životnosti konstrukce  $t_\infty$ .



Ve všech posuzovaných časech bylo prokázáno splnění požadovaných kritérií.

#### 4.4.1.6 Mezní stavy únosnosti

##### 4.4.1.6.1 Ohybový moment a normálová síla

Posudek na namáhání kombinací ohybu a tlaku byl proveden pro průřezy v obou polích a nad oběma vnitřními podpěrami. Posouzení bylo provedeno pro čas konce životnosti mostu.

Při vlastním posudku byly nejprve hodnoty normálové síly a momentu od předpětí upraveny o velikost ručně spočtených ztrát předpětí postupným napínáním a pružným přetvořením betonu. Následně bylo spočteno základní napětí v předpínací výztuži (z předpokladu nulového napětí v betonu v úrovni těžiště předpínací výztuže), základní předpínací síla, moment od předpětí a z nich konečné hodnoty namáhání průřezu  $N_{ed}$  a  $M_{ed}$ .

V dalším kroku byla vypočtena únosnost průřezu v tlaku  $N_{rd}$  za předpokladu optimálního porušení (současné dosažení mezního přetvoření v tlačném betonu i v předpínací výztuži).

Porovnáním vypočtené únosnosti  $N_{rd}$  s působícím namáháním  $N_{ed}$  bylo rozhodnuto, zda dojde dříve k porušení betonu ( $N_{rd} < N_{ed}$ ) nebo předpínací výztuže ( $N_{rd} > N_{ed}$ ). V prvním případě byla iterativně zvýšena hodnota tlačné výšky betonu „x“, v druhém případě byla hodnota „x“ snížena za předpokladu, že síly v předpínací výztuži se nezmění, tak aby bylo nalezeno přetvoření průřezu takové, že platí  $N_{rd} = N_{ed}$ .

Pro nalezenou hodnotu x byl následně spočítán moment na mezi únosnosti  $M_{rd}$  a tento porovnán s hodnotou  $M_{ed}$ . Ve všech případech vyšlo, že  $M_{rd} > M_{ed}$  a není třeba navrhovat dodatečnou betonářskou výztuž.

##### 4.4.1.6.2 Kroutící moment a posouvající síla

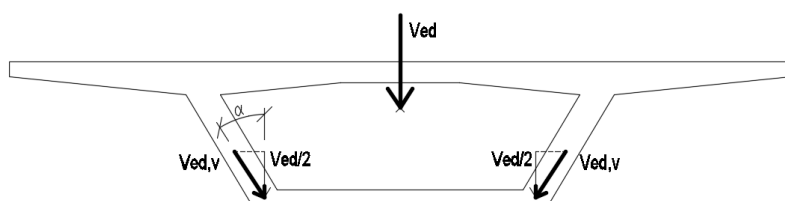
Jako první byla ověřena únosnost nevyztuženého betonového průřezu. Byla stanovena únosnost nevyztuženého průřezu v kroucení  $T_{rd,c} = 5254 \text{ kNm}$ , která je však menší než maximální kroutící moment v nejméně namáhaném průřezu po délce mostu. Nevyztužený betonový průřez tedy není schopen přenést ani samostatné účinky kroucení a po celé délce mostu je třeba navrhnout betonářskou výztuž na přenos kroucení a posouvající síly.

Dimenzování betonářské výztuže bylo provedeno na posouvající sílu, připadající na jednu boční stěnu, zvětšenou o příspěvek od kroutícího momentu.

Složka od svislé posouvající síly byla zároveň přepočtena do směru šikmé stěny.

$$V_{ed,T} = T_{ed} \cdot l_i / (2 \cdot A_k)$$

$$V_{ed,V} = V_{ed} / (2 \cdot \cos(\alpha))$$



$$V_{ed,1} = V_{ed,V} + V_{ed,T}$$

Jako první byla ověřena únosnost tlačné betonové diagonály.

Most byl rozdělen na 5 oblastí: opěra, pole 1, podpěra 1, pole 2, podpěra 2.

Pro každou oblast byla stanovena maximální síla  $V_{ed,1}$  a únosnost tlačné diagonály  $V_{rd,max}$ .

U opěry, kde je hodnota ohybového momentu i excentricita předpínací výztuže blízká nule, byla délka ramene vnitřních sil „z“ pro výpočet  $V_{rd,max}$  převzata z pole 1.

	z [m]	b <sub>w</sub> [mm]	V <sub>rd,max</sub>		V <sub>ed,1,max</sub>	
opěra	1,332	1163	10332	>	3997	<b><u>VYHOVUJE</u></b>
pole 1	1,332	582	5170	>	3394	<b><u>VYHOVUJE</u></b>
podpěra 1	1,776	582	6894	>	4472	<b><u>VYHOVUJE</u></b>
pole 2	1,994	582	7740	>	3043	<b><u>VYHOVUJE</u></b>
podpěra 2	1,835	582	7123	>	4123	<b><u>VYHOVUJE</u></b>

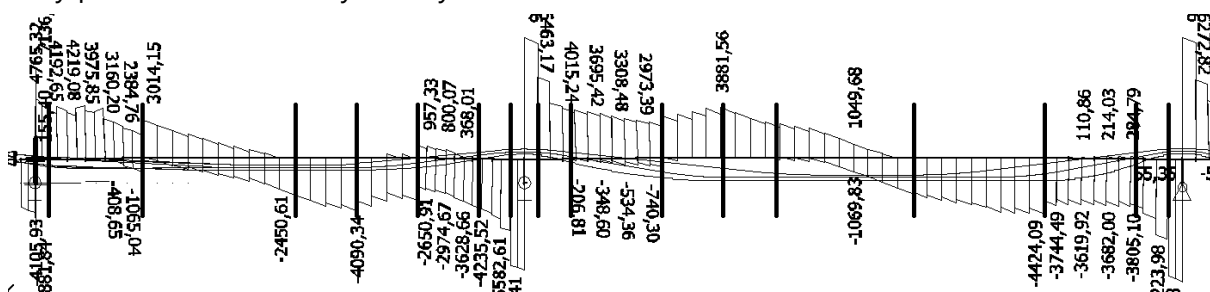
Ze vzorce pro smykovou únosnost vyztuženého průřezu byla následně vyčíslena potřebná plocha betonářské výztuže na přenos smyku a kroucení:

$$A_{sw}/s_l \geq V_{ed,1} * t_q(\theta) / (4 * z * f_{vwd})$$

Ve vzorci se předpokládá použití čtyřstržných třmínků a výsledkem je potřebná plocha na jednu větev třmínků.

Potřebná plocha byla stanovována v několika dílčích řezech v každé oblasti ve snaze vystihnout různé hodnoty namáhání po délce konstrukce.

Řezy pro dimenzování smykové výztuže:



Stanovené plochy potřebné výztuže byly následně kombinovány s plochou potřebnou z hlediska namáhání ohybem a normálovou silou v příčném směru (viz. dále).

Vodorovná složka od kroucení a posouvající síly:

Vodorovná síla vznikající od působení posouvající síly a kroutícího momentu byla stanovena u opěry a v řezech, ve kterých byl prováděn posudek na ohybový moment a normálovou sílu.

Vodorovná složka byla stanovena ze vzorce:  $H_{ed} = (V_{ed} + T_{ed} \cdot u_k / (2 \cdot A_k)) \cdot \cotg(\theta)$

U opěry byla brána maximální hodnota odpovídající kombinaci zatížení pro maximální kroutící moment, v ostatních řezech byly brány hodnoty maximálních posouvajících sil a odpovídajících kroutících momentů, protože tyto jsou vyvozovány stejným uspořádáním proměnného zatížení od dopravy, jako maximální ohybové momenty v podélném směru, s nimiž byla následně vodorovná složka  $H_{ed}$  kombinována.

Stanovené síly byly započteny do posudků na ohybový moment a normálovou sílu v příslušných řezech.

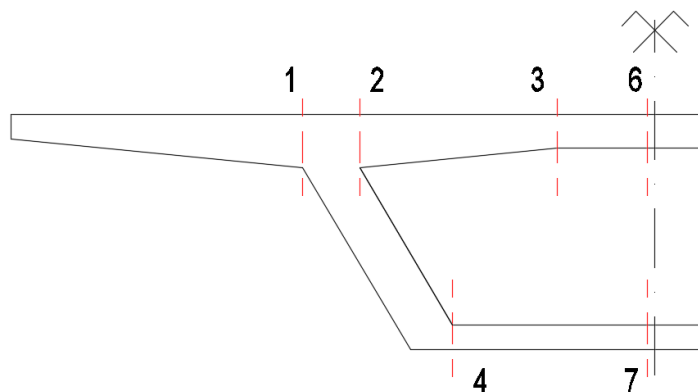
Působící normálová síla  $N_{ed}$  byla snížena o spočtenou složku  $H_{ed}$ . Nová hodnota normálové síly  $N_{ed}'$  byla porovnána s dříve stanovenou hodnotou  $N_{rd}$  pro optimální porušení a byla nově určena hodnota „x“ a mezní momentová únosnost  $M_{rd}$ .

Bylo prokázáno, že všechny kontrolované řazy mají dostatečnou rezervu únosnosti na přenos vodorovné složky od smyku a kroucení, bez nutnosti návrhu dodatečné betonářské výztuže.

V podélném směru byla tedy po celé délce mostu konstrukčně navržena výztuž  $\phi 14$  po 200mm po celém vnějším i vnitřním obvodu.

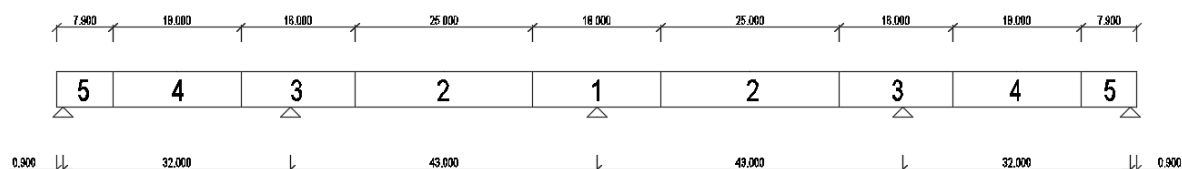
#### 4.4.1.6.3 Podélný smyk

Namáhání podélným smykem bylo řešeno v šesti místech příčného řezu mostu.



Při výpočtu byla uvažována délka pro stanovení přírůstku normálové síly  $\Delta x = 1\text{ m}$ .

Most byl opět pomyslně rozdělen na 5 oblastí a v každé z nich byl podélný smyk řešen v místě s maximální hodnotou posouvající síly.



Přírůstky normálové síly byly určovány z hodnot posouvající síly, zprůměrované na délce  $\Delta x$ .

$$\Delta F_{cc} = \Delta F_{st} = V_{ed} \cdot \Delta x / (2 \cdot z)$$

Ze stanoveného přírůstku byla určena část přenášená dílčí částí průřezu za posuzovaným řezem.

$$\Delta F_{d,i} = \Delta F_{cc(st)} \cdot b_{ef,i} / b_f$$

Z takto stanovené síly pro daný řez bylo vypočteno působící smykové napětí.

$$v_{ed,v} = \Delta F_{d,i} / (\Delta x \cdot h_f)$$

Dále byl stanoven příspěvek smykového napětí od kroutícího momentu.

$$v_{ed,t} = T_{ed} / (2 \cdot A_k \cdot h_f)$$

A celkové napětí v posuzovaném řezu.

$$v_{ed} = v_{ed,v} + v_{ed,t}$$



Pokud se posuzovaný řez nachází na tlačené straně průřezu (od působícího ohybového momentu v podélném směru) je třeba stanovit napětí za předpokladu rozdělení pouze po výšce tlačené části průřezu, je-li tato menší než celková tloušťka v daném místě.

$$v_{ed}' = v_{ed} \cdot h_f / x$$

Byla stanovena únosnost v podélném smyku nevyztuženého betonového průřezu.

$$v_{rd,c} = 0,4 \cdot f_{ctd} = 0,4 \cdot 1,47 = 0,59 \text{ MPa}$$

Ukázalo se, že únosnost nevyztuženého betonu je dostačující pouze v jednom řezu v jedné dimenzované podoblasti mostu (řez 7 u podpěry 2). Ve všech ostatních řezech je třeba provést návrh výztuže na podélný smyk.

Byla stanovena únosnost tlačené betonové diagonály.

$$v_{rd,max} = v \cdot f_{cd} \cdot \sin(\theta_f) \cdot \cos(\theta_f) = 0,52 \cdot 21 \cdot \sin(40) \cdot \cos(40) = 5,38 \text{ MPa}$$

A ze vzorce pro únosnost vyztuženého průřezu pak potřebná plocha výztuže na podélný smyk.

$$v_{rd,s} = A_{sf} \cdot f_{yd} \cdot \cotg(\theta_f) / (h_f \cdot s_f)$$

$$A_{sf,rqd} / s_f = v_{ed} \cdot h_f / (f_{yd} \cdot \cotg(\theta))$$

Pro velký počet dílčích návrhů byla vytvořena tabulka s vloženými vzorci, automaticky vyhodnocující maximální hodnotu smykového napětí a počítající přímo potřebnou plochu betonářské výztuže.

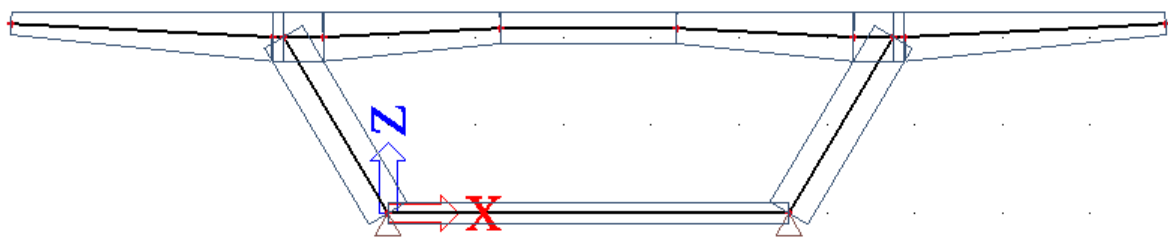
Pro ověření správného zadání vzorců bylo provedeno ruční ověření v jednom zvoleném řezu, které prokázalo, že výsledky v tabulce jsou shodné s ručně spočtenými.

#### 4.4.2 Výpočet v příčném směru

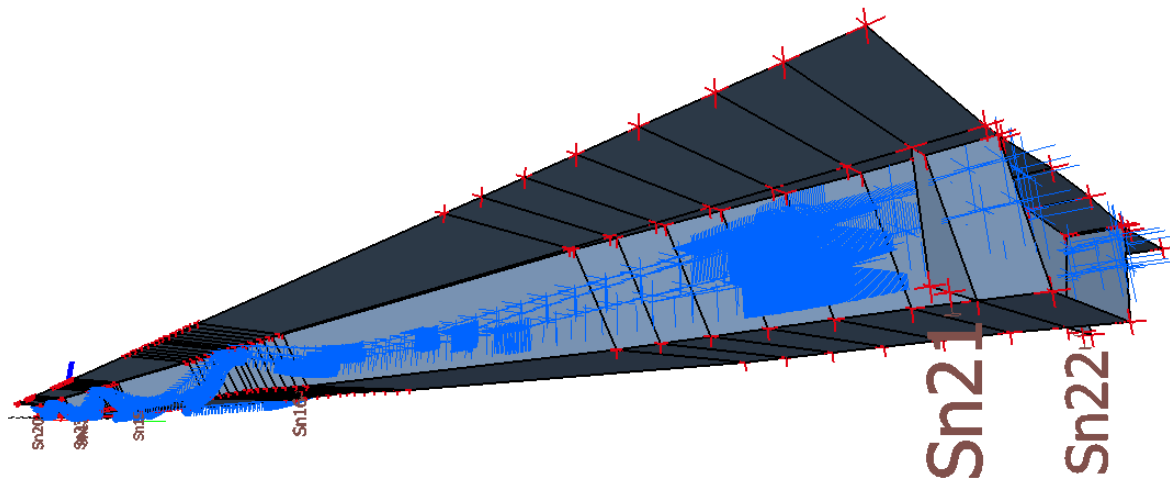
##### 4.4.2.1 Výpočetní modely

Pro výpočet v příčném směru byly vytvořeny dva výpočetní modely v programu SCIA Engineer 16.0.

První model představuje výsek příčného řezu o šířce 1 m. Jedná se o prutový model v 2D prostoru. Model je vytvořen z prutových prvků o jednotné šířce 1 m a konstantní nebo proměnné výšce, odpovídající tloušťkám příslušných částí příčného řezu. Tento model není schopen vystihnout účinky předpětí na konstrukci a deskové spolupůsobení v podélném směru je možné přibližně vystihnout pouze přijmutím předpokladů o roznosu zatížení na sousední řezy. Pro uvedené nedostatky byl tento model použit pouze k získání průběhů příčkových čar v příčném směru a pro přibližné porovnání výsledků z deskostěnového modelu.



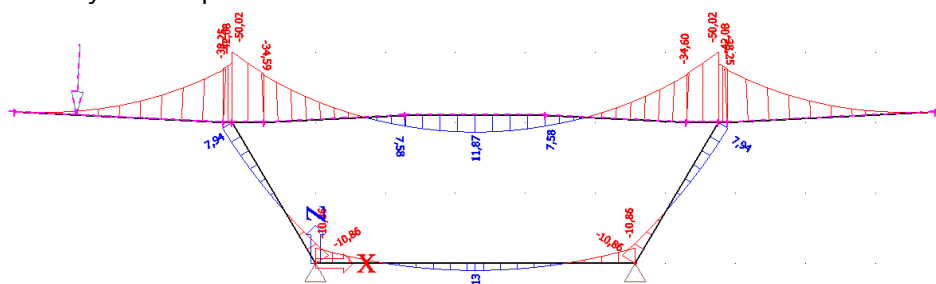
Druhým modelem pro výpočet v příčném směru je model deskostěnový. Tento model popisuje celou konstrukci, včetně předpětí a skutečného uložení. Nosná konstrukce je vymodelována z deskostěnových prvků o konstantní nebo proměnné tloušťce, včetně náběhů a nadpodporových příčníků. Předpětí je modelováno jednotlivými soudržnými kabely, obdobně, jako v 3D prutovém modelu pro výpočet v podélném směru.



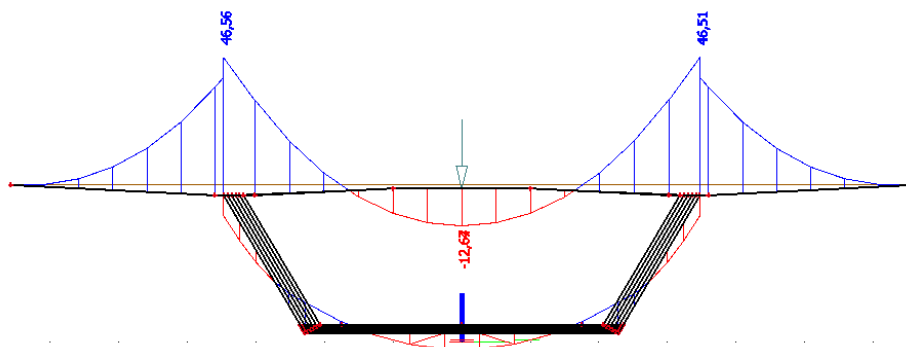
Pro ověření správnosti zadání relativně výrazně složitějšího deskostěnového modelu byla učiněna dílčí srovnání získávaných výsledků s prutovými modely pro podélný a příčný směr.

Ohybové momenty v příčném směru od vlastní tíhy:

Prutový model příčného řezu

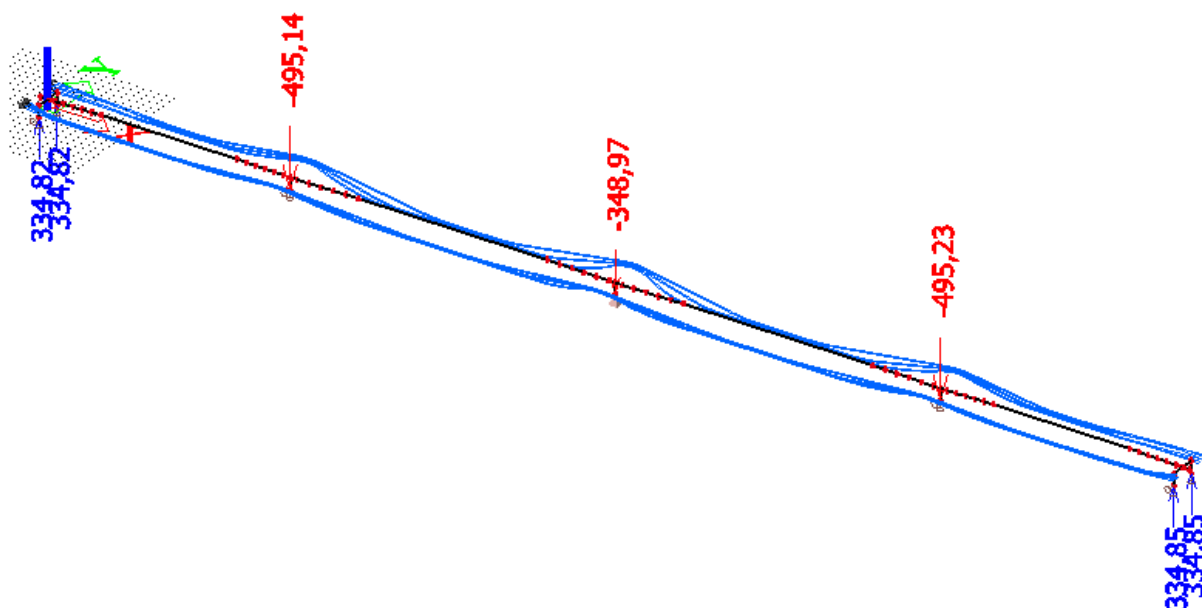


Deskostěnový model v poli 2

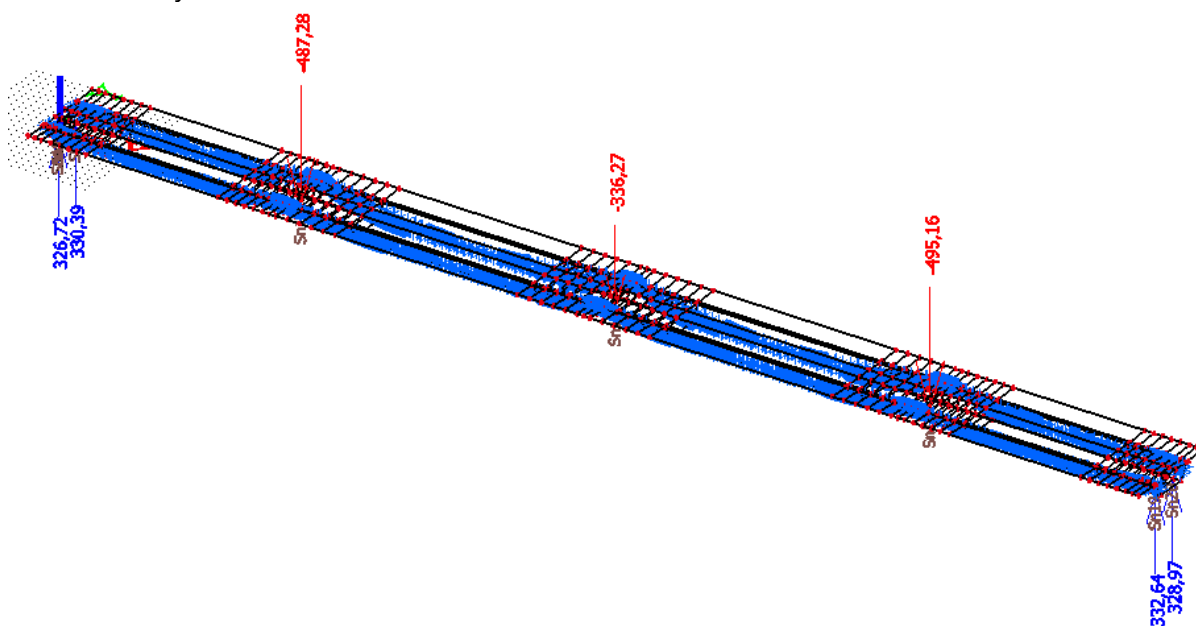


Reakce od předpětí:

Prutový model pro podélný směr



Deskostěnový model



Výsledky v uvedených srovnáních si dobře odpovídají a lze tedy předpokládat, že při vytváření deskostěnového modelu nedošlo k zásadní chybě a je možné použít ho pro další analýzu konstrukce.

#### 4.4.2.2 Uvažovaná zatížení

Na deskostěnovém modelu byla použita zatížení od vlastní tíhy, ostatního stálého zatížení, předpětí, užitečného zatížení od dopravy a užitečného zatížení spodní desky komory.

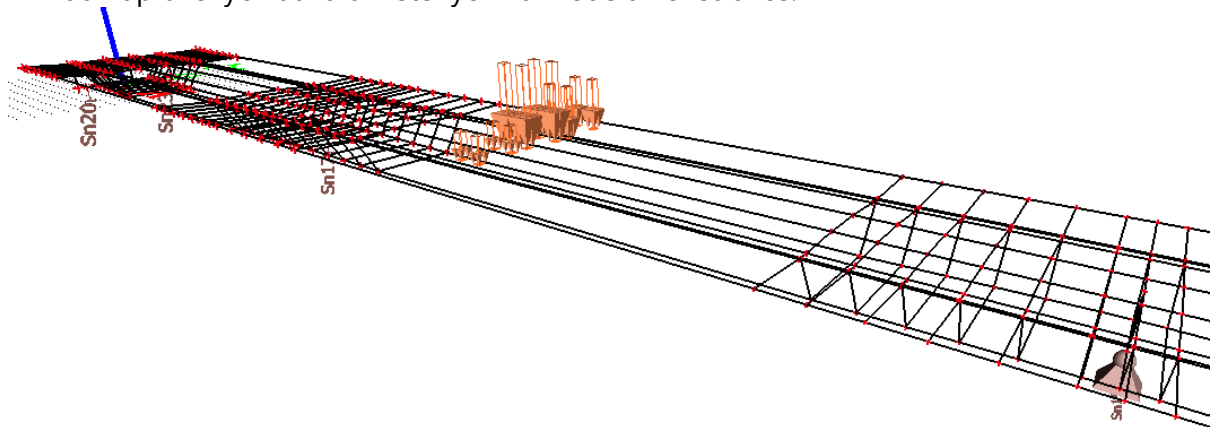
Zatížení od vlastní tíhy je automaticky generováno použitým softwarem na základě zadaných deskostěnových prvků a jejich tloušťek, při uvažované objemové hmotnosti betonu  $25\text{kN/m}^3$ .

Ostatní stálá zatížení byla zadána jako plošná zatížení na horní desku konstrukce, tíha záchytných zařízení byla modelována liniovým zatížením v příslušné poloze.

Předpětí bylo modelováno jednotlivými soudržnými kabely odpovídajícími navrženému geometrickému uspořádání v příčném i podélném směru.

Užitečné zatížení dopravou bylo na konstrukci umísťováno na základě příčinkových čar získaných z prutového modelu příčného řezu. Plošné složky užitečného zatížení UDL byly zadávány jako plošná zatížení na horní desku konstrukce. Nápravové tlaky byly zadávány pomocí modulu pro zatížení dopravou. Na konstrukci byla definována dráha pojezdu pohyblivého zatížení a krok pojezdu 5m (kvůli omezení nároků na paměť a výpočetní výkon). Jednotlivá uspořádání pojíždějících náprav v příčném směru byla zadána jako samostatné šablony zatížení. Pro každou šablonu a každý krok pojezdu byl následně programem vytvořen zvláštní zatěžovací stav.

Příklad nápravových tlaků umístěných na modelu konstrukce:

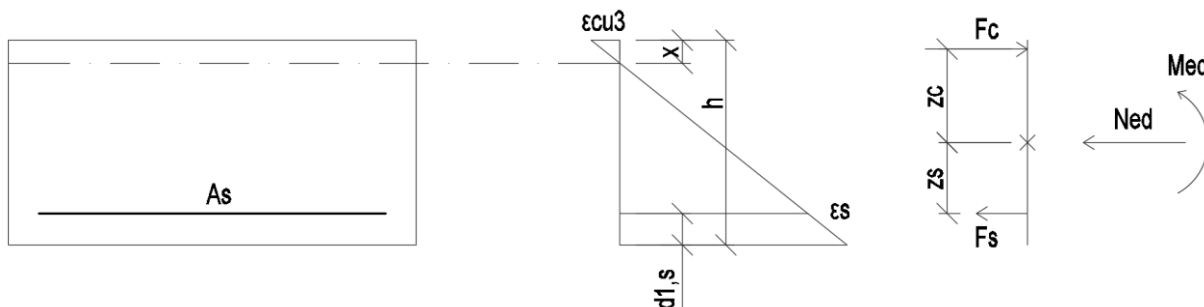


Užitečné zatížení spodní desky komory bylo zadáno opět jako rovnoměrné plošné zatížení působící na spodní desce.

Vygenerované zatěžovací stavy pro nápravové tlaky byly shrnuty do kombinací s příslušnými zatěžovacími stavy pro plošné zatížení UDL a dalšími uvažovanými zatíženími a pomocí nástrojů pro prohlížení výsledků byly stanoveny hodnoty vnitřních sil pro dimenzování (viz. P4 Statický výpočet).

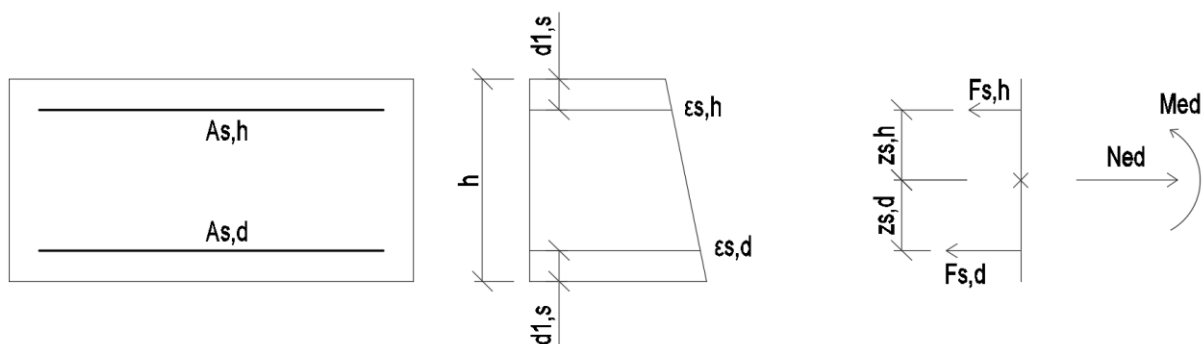
#### 4.4.2.3 Dimenzování betonářské výztuže

Betonářská výztuž byla dimenzována za předpokladu řešení železobetonového průřezu namáhaného kombinací ohybu a normálové síly. Jednotlivé případy namáhání průřezu byly řešeny v programu Microsoft Excel vestavěnou funkcí „hledat řešení“. Při výpočtu byla jako proměnná uvažována výška tlačené oblasti „ $x$ “. Potřebná plocha výztuže byla dopočítávána vzorcem z velikosti síly v tlačném betonu (závisující na „ $x$ “) a působící normálové síly, za předpokladu působení výztuže pouze při taženém (od ohybového momentu) povrchu. Kritériem pro řešení bylo, aby se moment vyvozovaný silami v betonu a ve výztuži vůči těžišti průřezu rovnal působícímu momentu od zatížení. Výstupem řešení byla výška tlačené oblasti  $x$  a potřebná plocha betonářské výztuže  $A_s$ .

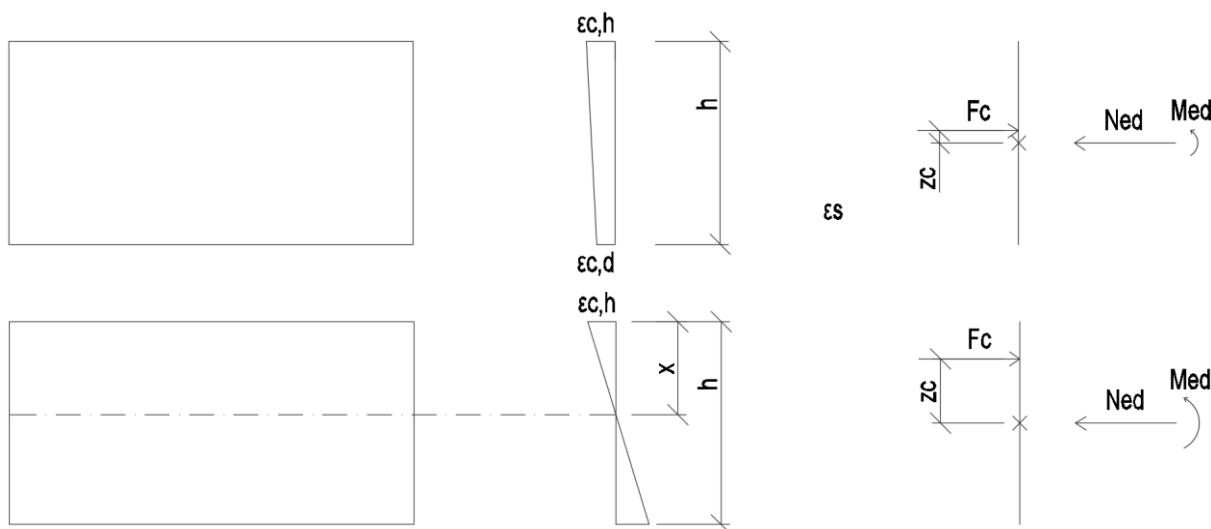


Hodnota  $d_{1,s}$  byla předpokládána jako 74mm, tedy účinná výška průřezu  $d = h - 74\text{mm}$ . Pro první dimenzovaný průřez byla správnost získaných výsledků ověřena ručním výpočtem. V případě, že výše uvedené řešení selhalo byly upraveny výchozí předpoklady a řešení provedeno odlišným způsobem:

1.  $x < 0$  Tento výsledek indikoval, že celý průřez je tažený a nové řešení bylo hledáno za předpokladu tahových sil ve výztuži při horním i dolním povrchu, které společně vyvozují požadovaný ohybový moment a normálovou sílu.



2.  $x > 0$ ;  $A_s < 0$  Tyto hodnoty vyšly u průřezů, kde působí tlaková síla a natolik malý ohybový moment, že výsledné působíště normálové síly se nachází v jádru průřezu a ten je celý tláčen, nebo na jednom okraji vzniká i tah ale síla v tláčeném betonu sama o sobě vyvozuje vůči těžišti dostatečný ohybový moment. V obou případech je potřebná plocha výztuže rovna nule.



V uvedených případech nebyly do statického výpočtu uváděny původní nereálné výsledky ale pouze výsledky definitivní a předpoklady, za kterých byly získány.

Pro konečný návrh vyztužení byly zde získané hodnoty kombinovány s potřebnými plochami výztuže na podélný smyk stanovenými dříve. Pro kombinování potřebných ploch byl použit vzorec:

$A_{s,rqd} = \max(A_{s,f}, 0,5 \cdot A_{s,f} + 1,1 \cdot A_{s,m})$  v případě, že pro daný řez a vrstvu (horní / dolní) výztuže byla stanovena nenulová hodnota  $A_{s,m}$ .

$A_{s,rqd} = \max(A_{s,f}, 0,5 \cdot A_{s,f} + 0,2 \cdot A_{s,m})$  v případě, že v daném řezu byla stanovena potřebná plocha  $A_{s,m}$  pouze pro vrstvu výztuže při protějším povrchu.

Samotná hodnota  $A_{s,f}$  představuje polovinu potřebné plochy výztuže na podélný smyk protože tato se dělí na poloviny mezi horní a dolní povrch průřezu.

Pro řez 5 – stěna komorového nosníku, byla vytvořena vlastní výpočetní pomůcka v programu Microsoft Excel ověřující, v závislosti na „x“, přetvoření v jednotlivých větvích čtyřstřížného třmínku a jejich využitelnost při výpočtu mezní únosnosti. Řešení bylo prováděno za předpokladu shodného průřezu všech větví třmínku. Potřebná plocha výztuže byla opět vyjádřena za pomoci „x“ a působící normálové síly v průřezu a x bylo jedinou nezávisle proměnnou veličinou. Správnost řešení byla opět na prvním příkladu ověřena ručním výpočtem.

I v případě třmínků byly definitivní hodnoty potřebné plochy výztuže stanoveny kombinací hodnot z řešení v příčném směru s hodnotami stanovenými od namáhání posouvající silou a kroutícím momentem v podélném směru:

$A_{s,rqd} = \max(A_{s,v}, 0,5 \cdot A_{s,v} + 1,1 \cdot A_{s,m})$   $A_{s,v}$  je plocha potřebná na přenos posouvající síly a kroutícího momentu,  $A_{s,m}$  je plocha potřebná pro přenos namáhání v příčném směru.

Při posuzování částí příčného řezu na posouvající sílu v příčném směru byla nejprve vyčíslena smyková únosnost nevyztuženého průřezu:

$$v_{rd,c} = C_{rd,c} * k * (100 * \rho_l * f_{ck})^{1/3} * b * d \geq v_{min} * b * d$$

V případě, že spočtená únosnost byla větší než působící posouvající síla, byla konstrukčně navržena smyková výztuž jako spony  $\varnothing 8\text{mm}$  v rastru  $200\text{mm} \times 200\text{mm}$ .

Když únosnost nevyztuženého průřezu nevyhověla, byl proveden návrh smykového vyztužení sponami a posouzení únosnosti takto vyztuženého průřezu.

Únosnost tlačené diagonály:

$$v_{rd,max} = \alpha_{cw} * v_1 * b * z * f_{cd} / (\cot(\theta) + \tan(\theta))$$

Únosnost vyztuženého průřezu:

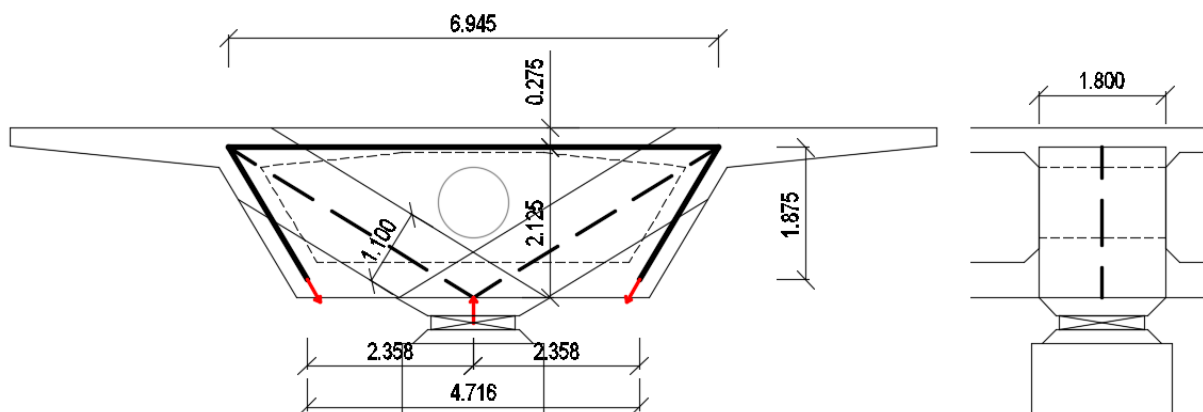
$$v_{rd,s} = \cos(\alpha) * n * A_{sw,0} / s * f_{y,wd} * z * \cot(\theta)$$

#### 4.4.2.4 Návrh a dimenzování nadpodporových příčníků

Analýza a dimenzování nadpodporových příčníků byly provedeny pomocí příhradové analogie metodou vzpěra – táhlo.

##### Příčníky nad vnitřními podpořami

S ohledem na srovnatelné hodnoty reakcí byl příčník dimenzován pouze na maximální hodnotu reakce nad podpěrou 2, s platností i pro podpěru 1. Byla navržena příhradová soustava pro přenos reakcí z roviny stěn nosníku do místa osového podepření.



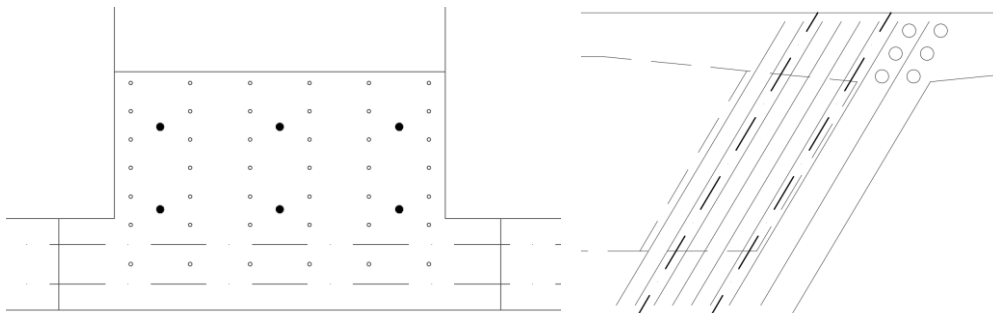
Na navržené příhradové soustavě byly vyčísleny hodnoty vnitřních sil vyvozovaných při působení maximální reakce v ložisku.

Byla posouzena schopnost šikmé tlačené vzpěry přenést vypočtenou tlakovou sílu při dodržení mezního napětí v betonu

$$f_{c,max.} = k_1 * v * f_{cd} = 0,6 * 0,86 * 21 = 10,84\text{MPa}$$

Na přenos síly v horním táhle byla navržena betonářská výztuž  $36 * \varnothing 32\text{mm}$ .

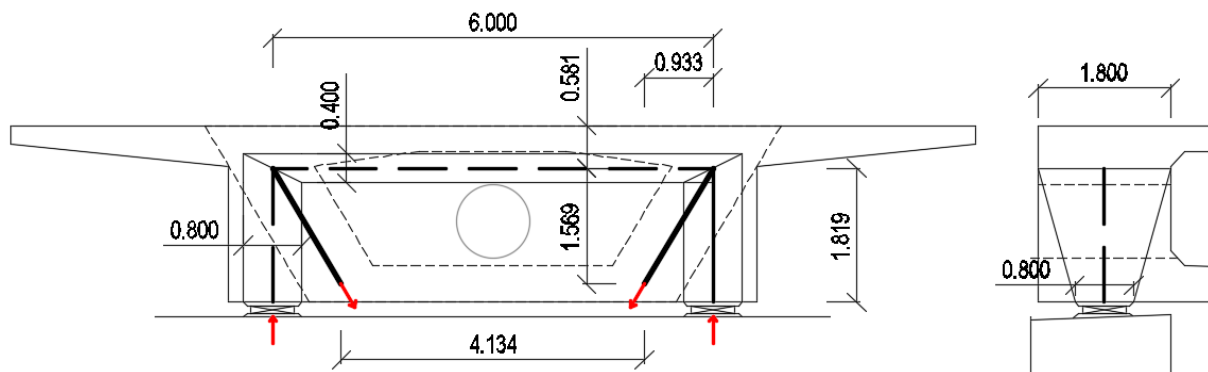
Při dimenzování šikmého táhla bylo uvažováno s přenosem poloviny působící síly betonářskou výztuží a druhé poloviny vložním předpínacích tyčí. Bylo navrženo vyztužení 48x $\phi$ 20mm v podobě šestistřížných třmínků a 6ks předpínacích tyčí Freyssinet SAS 950/1050 40WR.



#### Příčník u opěry:

Řešení bylo rozděleno na dvě dílčí části a to přenos svislé reakce ze stěn nosníku do ložisek a přenos vodorovné síly vyvozované v horní desce komory od účinků kroucení.

Pro přenos svislé reakce byla navržena tato příhradová soustava:

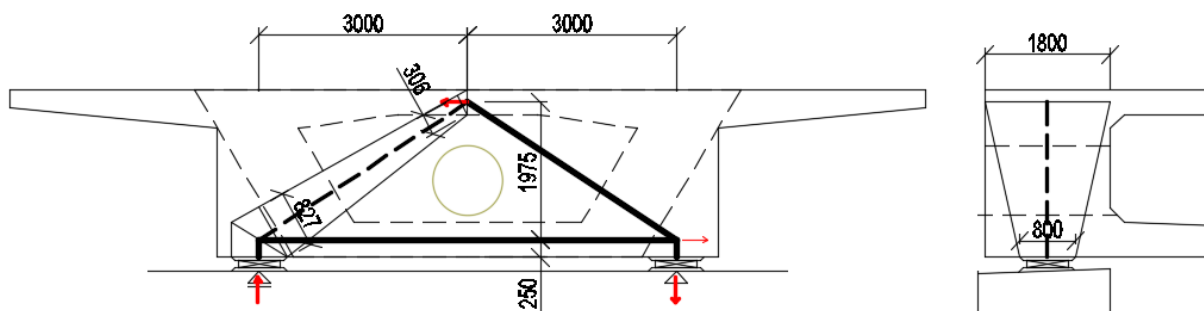


Na příhradové soustavě byly opět vypočteny velikosti působících vnitřních sil.

Vodorovná i svislé vzpěry byly posouzeny na schopnost přenést působící tlakovou sílu. ( $f_{c,max.} = 10,84\text{MPa}$ )

U šikmého táhla byl opět předpokládán přenos poloviny působící síly betonářskou výztuží a poloviny předpínacími tyčemi. Bylo navrženo vyztužení 28x $\phi$ 18mm v podobě čtyřstřížných třmínků a 4ks předpínacích tyčí Freyssinet SAS 950/1050 32WR.

Pro přenos síly v horní desce od kroucení byla navržena druhá příhradová soustava:



Byly vypočteny působící vnitřní síly, posouzena tlačenná vzpěra a navržena betonářská výztuž na přenos sil v táhlech.



V šikmém táhle byla navržena betonářská výztuž 16xφ25mm.

Ve spodním táhle bylo navrženo 14xφ25mm.

Jelikož síla od kroucení v horní desce nepůsobí v jednom bodě ale nasčítává se z celé šířky desky byla navržena též vodorovná výztuž v úrovni horní desky na polovinu stanovené síly od kroucení 14xφ25mm.

Jelikož kroutící moment může působit na obě strany bude výztuž pro šikmé táhlo umístěna symetricky i v opačném směru.

#### 4.4.2.5 Posouzení stability v uložení

Bylo posuzováno ložisko na krajní opěře nadlehčované účinky maximálního kroutícího momentu od proměnného zatížení.

Byl stanoven maximální kroutící moment v místě opěry a jemu odpovídající svislá reakce. Při uvažování předepsaných dílčích součinitelů spolehlivosti  $\gamma$  pro jednotlivé účinky byla stanovena nejnižší možná hodnota reakce v daném ložisku.

$$\begin{aligned} & \gamma_{g,inf} \cdot (R_g/2 + T_{g,k}/a) + \gamma_p \cdot R_p/2 + \gamma_{q,1} \cdot (R_{q,1}/2 + T_{q,k}/a) + \sum \gamma_{q,i} \cdot \psi_{0,i} \cdot (R_{q,i}/2 + T_{q,k,i}/a) = \\ & = 0,95 \cdot (1330 + 430 + 1385/6) + 1,0 \cdot 295 + 1,35 \cdot (295 + 500 - 10710/6 - 3190/6) - 1,5 \cdot 0,6 \cdot 85 = \\ & = 55 \text{ kN} > 0 \end{aligned}$$

Vypočtená hodnota reakce vyšla kladná, což ve zvolené znaménkové konvenci znamená tlak. Most je tedy v uložení i při nejnepříznivější uvažované kombinaci zatížení stabilní a nedojde k nadzvednutí z ložisek.

### 4.5 Ložiska

Uložení nosné konstrukce je navrženo na ložiskách.

Na opěrách jsou navržena hrncová ložiska Freyssinet TETRON CD a to na každé opěře pod každou nosnou konstrukcí jedno GL 7000-50-20 (všesměrně posuvné) a jedno GG 7000-500-50 (jednosměrně posuvné). Celkem tedy 4ks od každého typu.

Na vnitřních podpěrách číslo 1 a 3 jsou navržena jednosměrně posuvná ložiska Freyssinet TETRON CD GG 24000-1200-50, celkem 4ks.

Na vnitřní podpěře 2 jsou navržena neposuvná ložiska Freyssinet TETRON CD FX 24000-1200, celkem 2ks.

### 4.6 Římsy

Římsy jsou navrženy jako monolitické. Výška boční stěny je 650mm. Šířka říms na vnějších okrajích je 1,5m, na vnitřních okrajích (k ose převáděné komunikace) je 0,9m. Římsy jsou navrženy s příčným sklonem 4% směrem do vozovky. Materiálem říms je beton C30/37 XF4.

### 4.7 Vozovka

Skladba vozovky:

Asfaltový koberec mastixový	SMA 11	40mm
Spojovací postřik asfaltovou emulzí 0,2kg/m <sup>2</sup>		
Asfaltový beton pro ložnou vrstvu	ACL 16	40mm
Litý asfalt pro ochrannou vrstvu	MA 11V	35mm
Hydroizolace		5mm
Celkem		150mm

#### 4.8 Odvodnění

Povrchové odvodnění je zajištěno navrženými sklony – 2,63% v podélném směru, 2,5% v příčném směru na vozovce, 4% v příčném směru na římsách. V prostoru zpevněné krajnice, v místě osy odvodnění jsou navrženy mostní odvodňovače připojené na svodné potrubí, kterým bude voda odvedena k opěře a poté mimo prostor mostu.

Odvodnění horního povrchu izolace bude zajištěno podélnými drenážními profily v místě osy odvodnění, ze kterých bude voda vyvedena odvodňovacími trubičkami pod nosnou konstrukci.

#### 4.9 Záchytná zařízení

Na vnějších stranách říms s nouzovým chodníkem jsou navržena ocelová mostní zábradlí o výšce 1,1m. Na straně přiléhající k vozovce jsou navržena ocelová svodidla s třídou zadržení H2.

Na římsách bez nouzového chodníku jsou navržena zábradelní svodidla s třídou zadržení H2 a madlem ve výšce 1,1m.

### 5 Postup a technologie výstavby

#### 5.1 Základy a spodní stavba

Po sejmutí ornice budou v místech budoucích mezilehlých podpěr vyhloubeny jámy pro základy. Násyp pro převáděnou komunikaci bude vybudován do úrovně spodní hrany krajních opěr. Ze základových jam a základové spáry opěr budou vrtány piloty o průměru 1,2m až na úroveň únosného skalního podloží. Vrty pro piloty budou v průběhu vrtání paženy bentonitovou suspenzí. Po vyvrtání budou piloty vyztuženy a vybetonovány. Na základové spáře bude zřízena vrstva podkladního betonu v tloušťce 150mm. Na podkladní beton budou za použití systémového bednění vybetonovány opěry a základové bloky pro mezilehlé podpěry a na ně následně obdobným způsobem vlastní podpěry.

#### 5.2 Nosná konstrukce

Nosná konstrukce bude betonována na pevné skruži. Průjezdní profil nadcházené rychlostní komunikace bude zachován za využití příhradových nosníků na rozpětí 30m. V poli překonávajícím železniční trať bude z důvodu malé výškové rezervy použita skruž s nosníkem umístěným nad budovanou nosnou konstrukcí. Při betonáži pravého mostu bude horní nosník uložen na čtyřech stojkách po stranách nosné konstrukce. Při betonáži levého mostu je navrženo uložení horního nosníku na dvě stojky mimo obrys nosné konstrukce a na již vybetonovaný pravý most v místě nadpodporových příčníků nad podpěrami 2 a 3. Oba mosty budou předepnuty a odskrženy 10 dnů po jejich vybetonování.

#### 5.3 Mostní svršek

Na horní ploše mostů bude provedena hydroizolace, osazena odvodňovací zařízení a kotvící prostředky pro monolitické římsy. Budou vybetonovány římsy, po jejich odbednění bude zřízena vozovka a namontována záchytná a další zařízení.

#### 5.4 Dokončovací práce

Po dokončení výstavby vlastní mostní konstrukce bude provedeno ohumusování a zatravnění svahů a rekultivace celé dotčené plochy staveniště.

## 6 Závěr

Dle zadání byly zpracovány tři varianty řešení mostní konstrukce přes zadanou překážku. Pro podrobnější rozpracování byla vybrána varianta C – dvojice totožných mostů komorového průřezu o čtyřech polích. Konstrukce byla navrhována na účinky dopravního zatížení dle normy ČSN EN 1991-2. Bylo zohledněno rovněž namáhání konstrukce nerovnoměrnými změnami teploty a vlivem reologických vlastností betonu. Účinky zatížení byly stanovovány pomocí výpočetního programu Scia Engineer 2016. Návrh a posouzení byly provedeny dle platných Eurokódů.

V Brně dne 13.1.2017

Bc. Vojtěch Klein

## 7 Seznam použitých zdrojů

### Literatura

NAVRÁTIL J. – Předpjaté betonové konstrukce

ZICH M. – Příklady posouzení betonových prvků dle eurokódů

### Internet

[www.necasradim.cz](http://www.necasradim.cz) Betonové mosty I

[www.vsl.cz](http://www.vsl.cz) Předpínací systém

[www.freyssinet.cz](http://www.freyssinet.cz) Hrnková ložiska

### Normy

ČSN 73 6201 Projektování mostních objektů.

ČSN 73 6214 Navrhování betonových mostních konstrukcí.

ČSN EN 1990 včetně změny A1: Zásady navrhování konstrukcí.

ČSN EN 1991-2: Zatížení mostů dopravou.

ČSN EN 1992-1-1: Navrhování betonových konstrukcí. Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby.

ČSN EN 1992-2: Betonové mosty - Navrhování a konstrukční zásady.

## 8 Seznam použitých zkratk a symbolů

$f_{ck}$	charakteristická pevnost betonu v tlaku
$f_{cd}$	návrhová pevnost betonu v tlaku
$f_{ctk,0,05}$	charakteristická pevnost betonu v tahu
$f_{ctd}$	návrhová pevnost betonu v tahu
$f_{ctm}$	střední pevnost betonu v tahu
$f_{pk}$	charakteristická pevnost předpínací výztuže
$f_{p01k}$	smluvní mez kluzu předpínací výztuže
$f_{pd}$	návrhová pevnost předpínací výztuže
$f_{yk}$	charakteristická pevnost betonářské výztuže
$f_{yd}$	návrhová pevnost betonářské výztuže
$\sigma$	napětí
$\sigma_{pm,max.}$	kotevní napětí v předpínací výztuži
$\sigma_{pm,0,max.}$	maximální přípustné napětí v předpínací výztuži po zakotvení
$\sigma_{pm,0}$	napětí v předpínací výztuži po krátkodobých ztrátách
$\sigma_{pm,\infty}$	napětí v předpínací výztuži v čase blízkém nekonečnu
$\sigma_{p,0}$	základní napětí v předpínací výztuži pro posouzení na mezní stav únosnosti
$P$	předpínací síla
$P_0$	předpínací síla po krátkodobých ztrátách
$P_\infty$	předpínací síla v čase blízkém nekonečnu
$\varepsilon$	poměrné přetvoření materiálu
$\varepsilon_c$	poměrné přetvoření betonu
$\varepsilon_{cu,3}$	poměrné přetvoření tlačného betonu při zplaztizování průřezu
$\varepsilon_s$	poměrné přetvoření betonářské výztuže
$\varepsilon_{yd}$	poměrné přetvoření betonářské výztuže na mezi kluzu
$\varepsilon_p$	poměrné přetvoření předpínací výztuže
$E$	modul pružnosti
$E_{cm}$	střední modul pružnosti betonu
$E_s$	modul pružnosti betonářské výztuže
$E_p$	modul pružnosti předpínací výztuže
$A$	plocha
$A_c$	plocha betonového průřezu
$A_{cc}$	plocha tlačené části betonového průřezu
$A_p$	plocha předpínací výztuže
$A_s$	plocha betonářské výztuže
$A_{s,m}$	plocha betonářské výztuže nutná pro zachycení ohybu
$A_{s,v}$	plocha betonářské výztuže nutná pro zachycení smyku
$c$	krytí výztuže betonem
$d$	účinná výška průřezu
$z$	rameno vnitřních sil
$I$	moment setrvačnosti průřezu
$W$	průřezový modul
$e_p$	vzdálenost těžiště předpínací výztuže od těžiště průřezu
$M$	ohybový moment [kNm]

$m$	měrný ohybový moment [kNm/m]
$M_{ED}$	maximální návrhový ohybový moment
$M_{FD}$	maximální návrhový ohybový moment od vnějšího zatížení
$M_{RD}$	návrhový moment na mezi únosnosti průřezu
$M_p$	moment od předpětí
$V$	svislá posouvající síla [kN]
$v$	měrná svislá posouvající síla [kN/m]
$V_{ED}$	maximální návrhová posouvající síla
$N$	normálová síla
$N_{ED}$	návrhová normálová síla
$N_{RD}$	návrhová normálová síla na mezi únosnosti
$V_{RD}$	návrhová posouvající síla na mezi únosnosti průřezu
$\phi$	průměr betonářské výztuže

## 9 Seznam příloh

### 9.1 P1. použité podklady a varianty řešení

1 Podklady	4xA4
2 Varianta A	3xA4
3 Varianta B	3xA4
4 Varianta C	3xA4

### 9.2 P2. Výkresy

1 Situace	10xA4
2 Podélný řez	6xA4
3 Příčný řez	5xA4
4 Výkres betonářské výztuže – část 1	8xA4
5 Výkres betonářské výztuže – část 2	8xA4
6 Výkres předpínací výztuže	14xA4
7 Detail římsy	4xA4

### 9.3 P3. Stavení postup a vizualizace

1 Schéma postupu výstavby	7xA4
2 Vizualizace	3xA4

### 9.4 P4. Statický výpočet

P4. Statický výpočet	132xA4
P4.1 Příloha statického výpočtu	24xA4